

Interacção Via – Ponte em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade

Romeu Branco Simões

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos Professores Rui Calçada e Raimundo Delgado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Outubro de 2006

Aos meus Pais, irmãos
e à minha esposa Mafalda

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	I
RESUMO.....	1.1
ABSTRACT.....	1.1
AGRADECIMENTOS	I
ÍNDICE DE TEXTO	I
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1.1
1.1 ENQUADRAMENTO	1.1
1.2 TRABALHOS ANTERIORES.....	1.5
1.3 OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE	1.36
CAPÍTULO 2 ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS À INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA	2.1
2.1 INTRODUÇÃO	2.1
2.2 ACÇÕES	2.1
2.2.1 ACÇÕES DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO	2.2
2.2.2 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA.....	2.6
2.2.3 ACÇÕES DEVIDAS AOS EFEITOS REOLÓGICOS DO BETÃO	2.9
2.2.4 OUTRAS ACÇÕES	2.10
2.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE.....	2.10
2.3.1 INTRODUÇÃO	2.10
2.4 EFEITO COMBINADO DAS DIVERSAS ACÇÕES	2.11
2.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	2.11
2.5.1 ESTADO LIMITE DA VARIAÇÃO DE TENSÃO NORMAL NOS CARRIS ...	2.12

2.5.2 ESTADOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA.....	2.13
2.5.3 ESTADO LIMITE DO SISTEMA DE FIXAÇÃO DOS CARRIS.....	2.14

CAPÍTULO 3 MODELAÇÃO E ANÁLISE DA INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA.3.1

3.1 INTRODUÇÃO	3.1
3.2 MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA - ESTRUTURA.....	3.2
3.2.1 DESCRIÇÃO GERAL.....	3.2
3.2.2 MODELAÇÃO DA VIA	3.3
3.2.3 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA.....	3.4
3.2.4 MODELAÇÃO DA INTERFACE VIA - ESTRUTURA	3.8
3.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	3.12
3.3.1 DESCRIÇÃO GERAL.....	3.12
3.3.2 REALIZAÇÃO DE ANÁLISES DE INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA NO PROGRAMA SAP2000.....	3.14
3.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE SIMPLIFICADAS	3.18
3.4.1 INTRODUÇÃO	3.18
3.4.2 TABULEIRO FORMADO POR UM TROÇO ISOSTÁTICO OU CONTÍNUO..	3.20
3.4.3 TABULEIRO FORMADO POR UMA SEQUÊNCIA DE TROÇOS ISOSTÁTICOS E/OU CONTÍNUOS	3.33

CAPÍTULO 4 APLICAÇÕES DAS METODOLOGIAS NUMÉRICAS E SIMPLIFICADAS A CASOS DE REFERÊNCIA4.1

4.1 INTRODUÇÃO.....	4.1
4.2 CENARIO DE ANALISE.....	4.2
4.2.1 SISTEMAS VIA – ESTRUTURA	4.2
4.2.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA	4.2
4.2.3 ACCÕES	4.3

4.2.4 VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SIMPLIFICADA.....	4.4
4.3 TABULEIRO FORMADO POR UM ÚNICO TROÇO ISOSTÁTICO	4.4
4.3.1 ESQUEMA ESTRUTURAL	4.4
4.3.2 RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	4.6
4.3.3 RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE SIMPLIFICADA	4.9
4.3.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	4.11
4.4 TABULEIRO FORMADO POR UM ÚNICO TROÇO CONTÍNUO.....	4.12
4.4.1 ESQUEMA ESTRUTURAL	4.12
4.4.2 RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	4.13
4.4.3 RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE SIMPLIFICADA	4.26
4.4.4 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	4.28
 CAPÍTULO 5 APLICAÇÃO AO ESTUDO DO VIADUTO SOBRE O RIO MOROS DA LINHA DE ALTA VELOCIDADE SEGOVIA – VALLADOLID	5.1
5.1 INTRODUÇÃO	5.1
5.2 DESCRIÇÃO DO VIADUTO	5.2
5.3 MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA – ESTRUTURA.....	5.5
5.3.1 DISCRETIZAÇÃO DO SISTEMA	5.5
5.3.2 CARACTERÍSTICAS DA VIA	5.7
5.3.3 CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	5.7
5.3.4 CARACTERÍSTICAS DA INTERFACE VIA - ESTRUTURA	5.12
5.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	5.13
5.4.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO À RIGIDEZ LONGITUDINAL DA ESTRUTURA	5.13
5.4.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO AO TIPO DE VIA.....	5.17
5.4.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO À EXTENSÃO DA VIA SOBRE O ATERRO CONSIDERADA NA MODELAÇÃO	5.21

5.4.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO ÀS CARACTERÍSTICAS DA INTERFACE VIA – ESTRUTURA.....	5.24
5.4.5 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO À RIGIDEZ AXIAL DO TABULEIRO	5.27
5.5 ANÁLISE DA INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA	5.29
5.5.1 DESCRIÇÃO GERAL.....	5.29
5.5.2 RESULTADOS	5.30
5.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	5.33
5.6.1 ESTADO LIMITE DE TENSÃO NOS CARRIS	5.33
5.6.2 ESTADOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA.....	5.37
5.7 AVALIAÇÃO DAS REACÇÕES DE APOIO LONGITUDINAL	5.38
5.8 CONCLUSÕES	5.39
 CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES	 6.1
6.1 SÍNTESE DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES	6.1
6.2 PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	6.5
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	R.1

RESUMO

O tema da presente dissertação é a interacção via – estrutura, cuja consideração assume importante papel na concepção de pontes ferroviárias e tem sido alvo de particular atenção por parte da comunidade técnica e científica internacional.

No presente trabalho é apresentada uma breve síntese da investigação desenvolvida por vários autores na temática da interacção via – estrutura, nos quais é abordada a filosofia da segurança da via presente na regulamentação europeia. Na referida síntese são ainda apresentados alguns dos estudos de interacção via – estrutura de pontes ferroviárias europeias.

Os aspectos regulamentares da EN1991-2 no âmbito da interacção via – estrutura, foram sistematizados no presente trabalho, tendo-se descrito as acções a considerar, nomeadamente as acções verticais e longitudinais de tráfego, as variações de temperatura, os efeitos diferidos do betão e outras acções. Relativamente às acções são ainda referidas as disposições a considerar na avaliação dos efeitos da resposta combinada da via e da estrutura, indicando também o procedimento de combinação das acções ou dos efeitos. Foi dado especial ênfase à verificação de segurança a efectuar atendendo aos critérios relacionados com a segurança da via, efectuando-se uma breve abordagem sobre os critérios de segurança adoptados na vizinha Espanha, acompanhada de um breve comentário às diferenças verificadas.

As metodologias de análise da resposta combinada da via e da estrutura presentes na regulamentação europeia EN1991-2, nomeadamente as metodologias numéricas e as metodologias simplificadas foram objecto de apresentação e de estudo no presente trabalho. As metodologias numéricas foram objecto de especial atenção, com incidência na modelação da ligação via – estrutura e sua implementação no programa de cálculo automático SAP2000.

A dissertação apresenta a aplicação das metodologias numéricas e simplificadas a dois casos de referência, que permitem avaliar a resposta conjunta da via e da estrutura e efectuar a verificação da segurança da via com recurso às duas metodologias, terminando com uma análise comparativa entre os resultados obtidos.

Por último, foram estudados os efeitos da interacção via – tabuleiro do viaduto sobre o rio Moros, inserido na linha de alta velocidade espanhola entre Segóvia e Valladolid. O

estudo foi realizado com base na modelação numérica do sistema via – estrutura, nomeadamente do tabuleiro, da via e da ligação via – estrutura e de um elemento mola com a rigidez longitudinal equivalente da subestrutura, o qual foi utilizado na realização de um conjunto de análises de sensibilidade em relação a um conjunto de parâmetros que participam na resposta conjunta da via e da estrutura. O estudo do viaduto sobre o rio Moros conclui com a apresentação da verificação de segurança da via em relação aos efeitos de interacção via – estrutura.

ABSTRACT

The subject of the present thesis, the track-bridge interaction phenomena, is a topic of crucial importance to the structural conception of the railway bridges and of the major interest to the scientific and technical community.

In this work, the investigation developed by several authors in the subject is briefly presented, that are mainly concerned with the analysis of the safety concepts presented in the European norms. Some track-bridge interaction studies of railway bridges in Europe are also referred.

The normative aspects of EN 1991-2 related to track-bridge interaction are presented. The actions to be considered on track-bridge interaction analysis are described, specifically the vertical and longitudinal traffic actions, the temperature gradients, the concrete ageing effects and other actions. The loads and combination of loads to be considered in the evaluation of the combined response between the structures and the track are also referred. A special emphasis is given to the study of the track safety checks and the design criteria used in Spain and the identified differences.

The combined response between the structures and the track is studied by means of numerical and simplified methodologies according to the principles indicated in EN 1991-2. Concerning the numerical methodologies, a particular attention is given to the modeling of the track-structure interface and its implementation in the software SAP2000.

The numerical and simplified methods are applied to the study of several references cases in order to evaluate the combined response between the structure and the track. The evaluation of the track safety, using both methodologies, and a comparative analysis are also performed.

Finally, the track-bridge interaction analysis of the bridge over Moros river, which is located on the Spanish high-speed line between Segovia and Valladolid, is presented. The study is based on a finite element model that include the bridge, the track and track-structure interface. This numerical model is also used to perform a sensitivity analysis to some parameters used in the combined response between the structure and the track, and to evaluate the safety of the track.

AGRADECIMENTOS

Chegado o momento da conclusão do presente trabalho, é o momento de expressar o profundo e sincero agradecimento a todas as pessoas e entidades que das mais diversas formas contribuíram para a sua concretização, nomeadamente:

- Ao Professor Rui Calçada os meus sinceros agradecimentos pela disponibilidade e empenho incansável que sempre empregou na elaboração da presente dissertação, por todo o incentivo e todo o seu conhecimento disponibilizado no domínio do presente trabalho, que muito marcaram a concepção e elaboração da presente dissertação;
- Ao Professor Raimundo Moreno Delgado pela disponibilidade manifestada e esclarecimentos prestados em determinados aspectos que foram objecto do presente trabalho e por todos os meios materiais colocados à disposição;
- Ao Professor José Goicolea da ETSICCyP, pela amabilidade com que forneceu os elementos relativos à ponte sobre o rio Moros que foi objecto de estudo na presente dissertação e por partilhar os seus vastos conhecimentos nos domínios abordados neste trabalho e pelas valiosas sugestões;
- À RAVE e ao IC da FEUP a quem agradeço a oportunidade e os meios concedidos para a realização da presente dissertação;
- Aos Amigos e Engenheiros Diogo Ribeiro, José Rui, Hélder Figueiredo pela amizade, paciência, incentivo e disponibilidade para a discussão de determinados aspectos presentes nesta dissertação;
- Aos meus Amigos e colegas que, apesar de não terem contribuído de forma directa para o presente trabalho, sempre me incentivaram e apoiaram em todos os momentos;
- Ao Engenheiro Francisco Virtuoso pelos ensinamentos transmitidos na prática da engenharia de estruturas, os quais foram importantes na minha formação profissional e que me viriam a incentivar o interesse pela aprendizagem contínua;
- Uma palavra muito especial à Mafalda que durante a realização desta tese aceitou iniciar comigo uma importante viagem de vida, minha esposa, por todo o amor,

carinho, compreensão e incentivo que me transmitiu e que muito me ajudaram a concluir o presente trabalho;

- Aos meus pais, irmãos e sobrinhos, o meu profundo reconhecimento por todo o amor que me transmitiram ao longo destes anos. Agradeço-lhes o incentivo, o apoio e a compreensão que me dispensaram ao longo da elaboração da presente dissertação.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1.1
1.1 ENQUADRAMENTO	1.1
1.2 TRABALHOS ANTERIORES.....	1.5
1.3 OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE	1.36
 CAPÍTULO 2 ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS À INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA	2.1
2.1 INTRODUÇÃO	2.1
2.2 ACÇÕES	2.1
2.2.1 ACÇÕES DE TRÁFEGO FERROVIÁRIO.....	2.2
2.2.2 VARIAÇÃO DE TEMPERATURA.....	2.6
2.2.3 ACÇÕES DEVIDAS AOS EFEITOS REOLÓGICOS DO BETÃO	2.9
2.2.4 OUTRAS ACÇÕES	2.10
2.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE.....	2.10
2.3.1 INTRODUÇÃO	2.10
2.4 EFEITO COMBINADO DAS DIVERSAS ACÇÕES	2.11
2.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	2.11
2.5.1 ESTADO LIMITE DA VARIAÇÃO DE TENSÃO NORMAL NOS CARRIS ...	2.12
2.5.2 ESTADOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA	2.13
2.5.3 ESTADO LIMITE DO SISTEMA DE FIXAÇÃO DOS CARRIS.....	2.14
 CAPÍTULO 3 MODELAÇÃO E ANÁLISE DA INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA	3.1
3.1 INTRODUÇÃO	3.1
3.2 MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA - ESTRUTURA	3.2

3.2.1	DESCRIÇÃO GERAL.....	3.2
3.2.2	MODELAÇÃO DA VIA	3.3
3.2.3	MODELAÇÃO DA ESTRUTURA.....	3.4
3.2.4	MODELAÇÃO DA INTERFACE VIA - ESTRUTURA	3.8
3.3	METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	3.12
3.3.1	DESCRIÇÃO GERAL.....	3.12
3.3.2	REALIZAÇÃO DE ANÁLISES DE INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA NO PROGRAMA SAP2000.....	3.14
3.4	METODOLOGIAS DE ANÁLISE SIMPLIFICADAS	3.18
3.4.1	INTRODUÇÃO.....	3.18
3.4.2	TABULEIRO FORMADO POR UM TROÇO ISOSTÁTICO OU CONTÍNUO..	3.20
3.4.3	TABULEIRO FORMADO POR UMA SEQUÊNCIA DE TROÇOS ISOSTÁTICOS E/OU CONTÍNUOS	3.33
CAPÍTULO 4	APLICAÇÕES DAS METODOLOGIAS NUMÉRICAS E SIMPLIFICADAS A CASOS DE REFERÊNCIA	4.1
4.1	INTRODUÇÃO.....	4.1
4.2	CENARIO DE ANALISE.....	4.2
4.2.1	SISTEMAS VIA – ESTRUTURA	4.2
4.2.2	MODELAÇÃO NUMÉRICA	4.2
4.2.3	ACÇÕES	4.3
4.2.4	VERIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA SIMPLIFICADA	4.4
4.3	TABULEIRO FORMADO POR UM ÚNICO TROÇO ISOSTÁTICO	4.4
4.3.1	ESQUEMA ESTRUTURAL.....	4.4
4.3.2	RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA	4.6
4.3.3	RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE SIMPLIFICADA	4.9
4.3.4	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	4.11

4.4	TABULEIRO FORMADO POR UM ÚNICO TROÇO CONTÍNUO	4.12
4.4.1	ESQUEMA ESTRUTURAL	4.12
4.4.2	RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA.....	4.13
4.4.3	RESULTADOS DA METODOLOGIA DE ANÁLISE SIMPLIFICADA	4.26
4.4.4	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	4.28
CAPÍTULO 5 APLICAÇÃO AO ESTUDO DO VIADUTO SOBRE O RIO MOROS DA LINHA DE ALTA VELOCIDADE SEGOVIA – VALLADOLID		
5.1	INTRODUÇÃO	5.1
5.2	DESCRIÇÃO DO VIADUTO	5.2
5.3	MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA – ESTRUTURA.....	5.5
5.3.1	DISCRETIZAÇÃO DO SISTEMA	5.5
5.3.2	CARACTERÍSTICAS DA VIA	5.7
5.3.3	CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	5.7
5.3.4	CARACTERÍSTICAS DA INTERFACE VIA - ESTRUTURA	5.12
5.4	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	5.13
5.4.1	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO À RIGIDEZ LONGITUDINAL DA ESTRUTURA	5.13
5.4.2	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO AO TIPO DE VIA.....	5.17
5.4.3	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO À EXTENSÃO DA VIA SOBRE O ATERRO CONSIDERADA NA MODELAÇÃO	5.21
5.4.4	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO ÀS CARACTERÍSTICAS DA INTERFACE VIA – ESTRUTURA	5.24
5.4.5	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE EM RELAÇÃO À RIGIDEZ AXIAL DO TABULEIRO.....	5.27
5.5	ANÁLISE DA INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA.....	5.29
5.5.1	DESCRIÇÃO GERAL	5.29
5.5.2	RESULTADOS.....	5.30
5.6	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	5.33

5.6.1 ESTADO LIMITE DE TENSÃO NOS CARRIS	5.33
5.6.2 ESTADOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA.....	5.37
5.7 AVALIAÇÃO DAS REACÇÕES DE APOIO LONGITUDINAL	5.38
5.8 CONCLUSÕES	5.39

CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES	6.1
6.1 SÍNTESE DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES	6.1
6.2 PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	6.5
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	R.1

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

O transporte ferroviário teve início na primeira metade do século XIX e tornou-se no principal meio de transporte no início do século XX. Após a segunda guerra mundial, com o crescimento da indústria automóvel e aeronáutica, verificou-se o conseqüente decréscimo da utilização do transporte ferroviário até ao final do século XX.

A diminuição da utilização do transporte ferroviário teve um forte impacto no aumento dos custos de exploração das linhas, que conduziu ao aumento dos preços. Os elevados custos deram origem a uma redução do investimento governamental, com fortes cortes orçamentais e com o encerramento de muitas linhas, com repercussões em todo o sector.

A competitividade do meio de transporte ferroviário face aos restantes meios de transporte depende muito da velocidade de circulação, pelo que o desenvolvimento do transporte ferroviário passa obrigatoriamente pelo aumento das velocidades de circulação das composições ferroviárias.

Na década de 60, o governo nipónico ao organizar os Jogos Olímpicos de 1964, deparou-se com a necessidade de dotar o país de uma rede de transportes terrestres moderna e eficiente, iniciando assim a construção da primeira linha de alta velocidade. Na década de 70, teve início a construção de linhas de alta velocidade no continente Europeu, nomeadamente em França, tendo esta vindo a ser desenvolvida e expandida até aos nossos dias aos países europeus, nomeadamente Alemanha, Bélgica, Espanha, Holanda e Inglaterra (Figura 1.1).

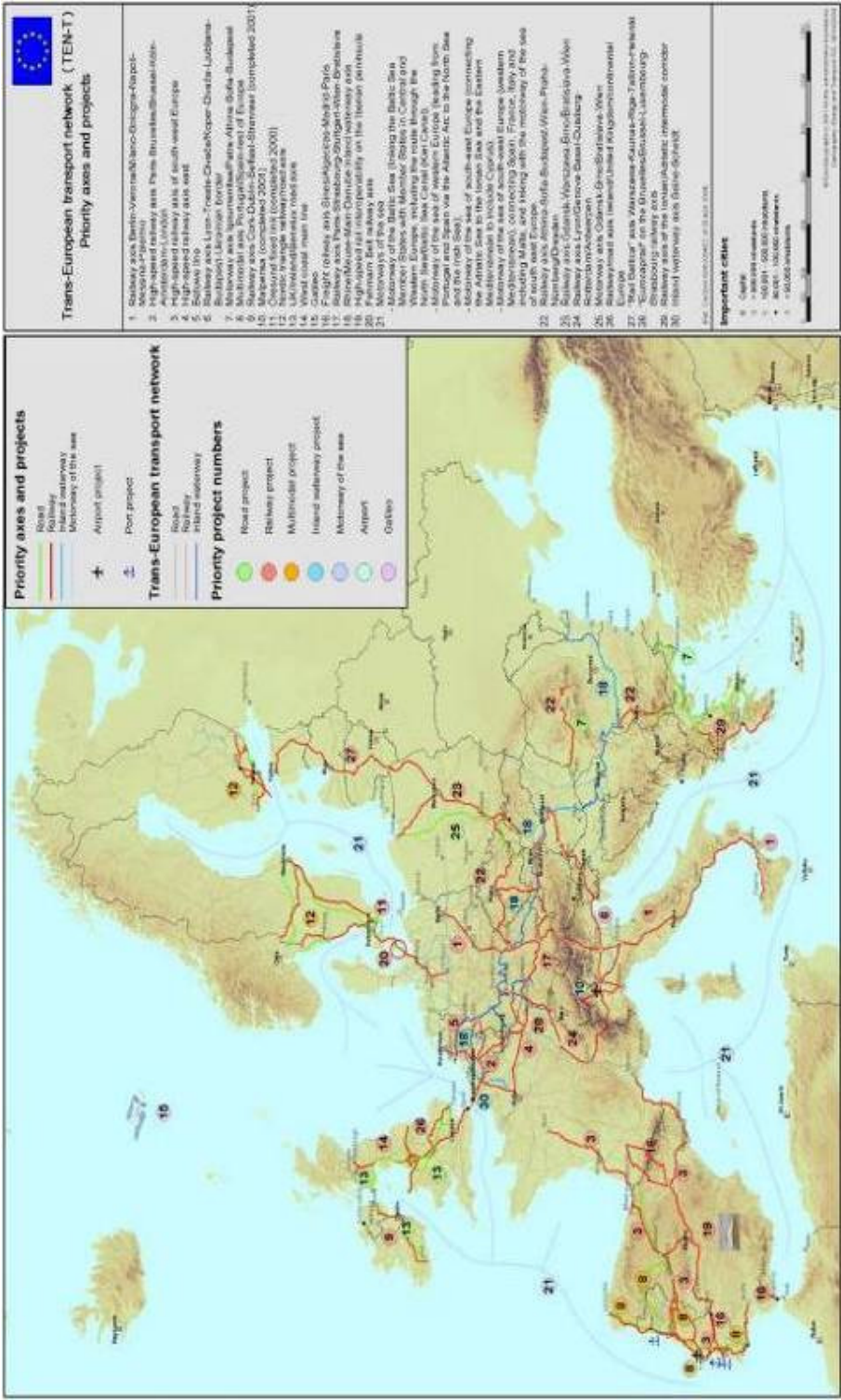


Figura 1.1 Projectos prioritários da rede de transporte trans-europeia (TNE – T, 2006)

Desde a criação da Comunidade Europeia que todos os seus membros são estimulados a modernizar a sua perspectiva sobre o modelo de desenvolvimento das infra-estruturas de transportes.

Actualmente os países economicamente prósperos debatem-se com problemas associados à excessiva utilização do transporte rodoviário e aéreo, verificando-se o esgotamento da capacidade das respectivas infra-estruturas e o aumento da emissão de gases na atmosfera com graves consequências para o meio ambiente. O transporte ferroviário, não resolvendo todos os problemas, pode dar um importante contributo para a sua resolução.

As sociedades actuais e futuras necessitam de um novo tipo de infra-estruturas ferroviárias e isentos dos problemas do passado. Nesse sentido, a Comunidade Europeia promove actualmente um quadro regulamentar, com medidas que possibilitem a integração das infra-estruturas nacionais na rede europeia.

Assim, em Julho de 1996, a Comissão Europeia propôs a adopção de uma directiva para interoperabilidade do transporte ferroviário de alta velocidade, com o objectivo de definir regulamentação técnica europeia e de permitir a interoperabilidade das linhas contribuindo para a criação de um mercado ferroviário europeu.

A criação da rede transeuropeia é um dos principais objectivos do Banco Europeu para a Reconstrução e Desenvolvimento, o qual irá financiar uma parte substancial dos projectos. Simultaneamente o Banco de Investimento Europeu irá disponibilizar linhas de crédito a longo prazo por forma a complementar os subsídios directos e assim permitir aos países menos desenvolvidos participar na referida rede de transporte europeia.

No que respeita à alta velocidade em Portugal, a Cimeira Luso-Espanhola da Figueira da Foz ocorrida em Novembro de 2003 foi marcada pelo acordo Portugal – Espanha no estabelecimento e definição das ligações transfronteiriças Porto – Vigo, Lisboa – Madrid, Aveiro – Salamanca e Faro – Huelva.

Na Cimeira de Évora, realizada em Novembro de 2005, foi reafirmado o interesse de Portugal e Espanha na concretização das ligações transfronteiriças ilustradas na Figura 1.2.

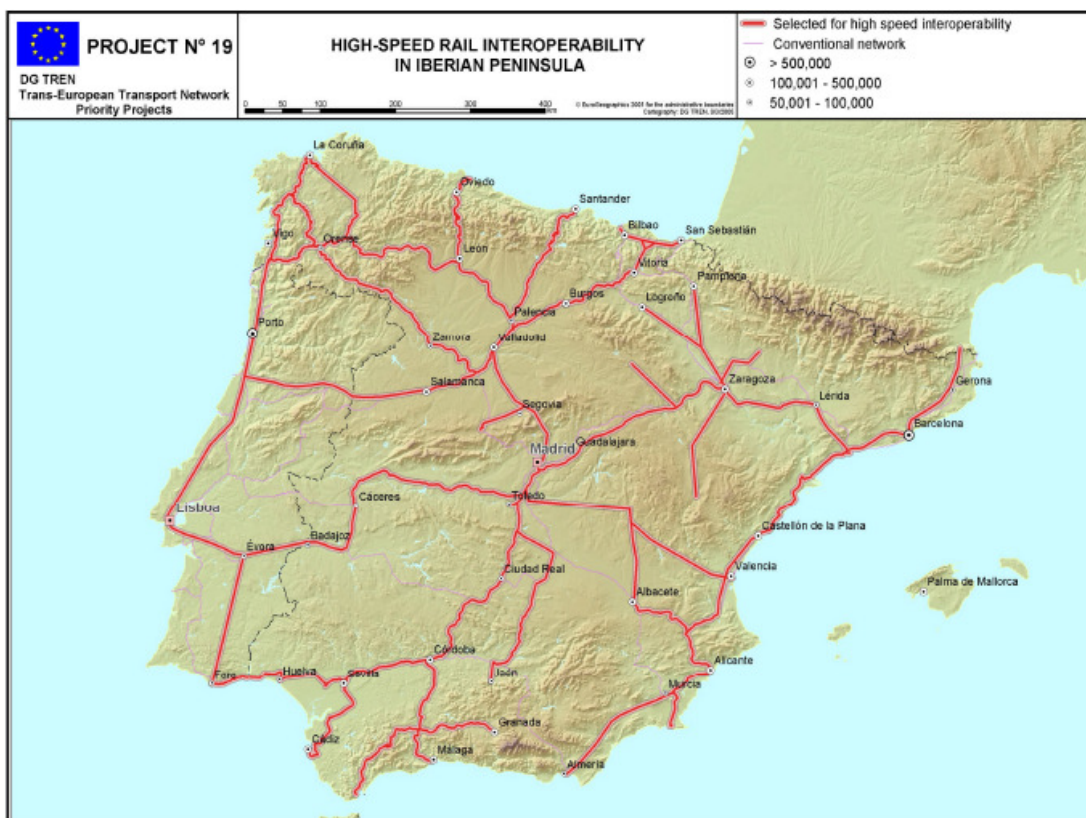


Figura 1.2 Rede ferroviária de alta velocidade na península ibérica (TNE - T, 2006)

Assim, o transporte ferroviário de alta velocidade é na actualidade alvo da atenção da comunidade científica e técnica, dado as especificidades associadas. A introdução da alta velocidade em Portugal é apresentada como uma oportunidade para o desenvolvimento tecnológico do país e como factor de modernização.

As estruturas como elementos presentes nas linhas de alta velocidade, são sujeitas a acções e efeitos particulares que as torna alvo duma especial atenção do ponto de vista técnico, obrigando a comunidade técnica a actualizar e a desenvolver novos conhecimentos.

O tema da presente dissertação, a interacção via – estrutura é um fenómeno específico das estruturas ferroviárias, que envolve o conhecimento técnico e científica da via e da estrutura. Esta resposta conjunta da via e da estrutura às acções variáveis resulta em efeitos nos dois elementos, com reflexos na segurança da via.

A necessidade de garantir a segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura, obriga a esta seja tomada em conta na concepção das obras de arte inseridas em linhas ferroviárias, convencionais ou de alta velocidade.

A interacção via – estrutura é preponderante na concepção da configuração longitudinal da estrutura e da via, nomeadamente na definição do número de troços que formam o tabuleiro, do esquema estático de cada um dos troços, do comprimento de dilatação de cada um dos troços, da localização do apoio fixo e da rigidez da subestrutura.

O esquema da via, contínua ou interrompida por aparelhos de dilatação, é também ele definido em função do esquema longitudinal da estrutura que a suporta.

Refira-se que a introdução de aparelhos de dilatação na via e os deslocamentos da estrutura desempenham um papel fundamental na manutenção da via, com repercussões na segurança da via.

Por todos os aspectos referidos, a consideração da interacção via – estrutura desempenha um papel fundamental na concepção das obras de arte e da segurança da via, justificando por isso o desenvolvimento do presente trabalho.

1.2 TRABALHOS ANTERIORES

A estabilidade da via é objecto de estudos desde o início dos anos 30 do século XIX, existindo actualmente várias metodologias de análise que permitem a determinação da carga crítica da via (ERRI D 202/RP12, 1999).

Na década de 70 do século XX, com a evolução dos processos construtivos das obras de arte, registou-se um aumento dos vãos dos tabuleiros construídos. Paralelamente, o desenvolvimento tecnológico dos comboios com o consequente aumento das velocidades de circulação, deram origem a traçados de via mais exigentes de que se traduziram numa maior dificuldade da via se ajustar a morfologia do terreno, de que resultam obras de arte mais extensas.

Um grupo de especialistas verificou que num determinado número de casos a instabilidade da via ocorreu associada a obras de arte de grande extensão e a vias de carris constituídos por barras longas soldadas (BLS) contínuas sobre as juntas da estrutura.

Em 1990, o Comité de Controlo da ORE (Organization of Research and Experiments) aprovou uma versão prévia do estudo de viabilidade ORE S 1061 intitulado “Improved Knowledge of Forces in CWR track (including switches)”, tendo sido aprovado em 1991 pela UIC a realização do referido estudo (ERRI D 202 – RP12, 1999).

Em 1992, foi constituída a comissão de trabalho denominada de comissão D202 do ERRI, com o objectivo de uniformizar a filosofia de segurança da via de BLS.

A comissão D202, constituída por quatro subcomissões, dedicou-se á análise dos modelos, dos factores que controlam o fenómeno, dos ensaios não-destrutivos, da medição das forças longitudinais na via e a estabilidade da via na presença de obras de arte, reconhecendo a importância da interacção via – estrutura.

A Sociedade Nacional de Caminhos-de-ferro Francesa (SNCF) e posteriormente a Deutsche Bundesbahn (DS), reconheceram a importância da presença de tráfego ferroviário no deslocamento lateral da via que ocorre nos instantes anteriores à instabilidade da via, o que levou a comissão D202 a concluir que a análise da estabilidade da via sob a acção do tráfego é a aproximação adequada do problema (ERRI D202/RP12).

Os estudos realizados permitiram verificar que um pequeno deslocamento lateral pode aumentar com a passagem de um comboio, concluindo que apesar da acção da variação de temperatura uniforme poder conduzir à instabilidade da via, a maioria das ocorrências decorre sob a combinação da acção da temperatura com as acções ferroviárias. Os ensaios à escala realizados por Kish e Samavedam demonstraram que a instabilidade tem início sob a acção ferroviária (ERRI D202/RP12).

A configuração da deformação da via por instabilidade é geralmente sinusoidal, podendo por isso resultar no descarrilamento dos comboios. Do ponto de vista da segurança da circulação das carruagens, a rotura do perfil do carril por tracção é menos perigoso que a instabilidade da via, dado que tal facto é facilmente identificável pela sistema de sinalização, contrariamente às situações de instabilidade da via, (ERRI D202/RP12).

A comissão D202 concluiu que os principais parâmetros da via de BLS que contribuem para a estabilidade da via sob a acção de forças longitudinais de compressão de natureza térmica, são as resistências lateral, longitudinal e torsional.

A resistência lateral foi considerada como o parâmetro de maior importância na garantia da estabilidade da via e depende do peso, dimensões e material da travessa, da distância entre as extremidades da travessa e da camada de balastro, assim como da profundidade da base da travessa relativamente à face superior da camada do balastro. O nível de compactação da camada de balastro é por isso fundamental na estabilidade da via.

A filosofia de segurança da estabilidade da via definida pela comissão D202, assenta no pressuposto de que a via de BLS deverá possuir a necessária resistência à encurvadura de modo a suportar as acções ambientais e operacionais para determinadas condições de serviço, considerando para o efeito o seguinte critério de segurança:

$$T_{adm} > (T_{b,max} - T_N) \quad (1.1)$$

em que $T_{b,max}$ é a temperatura máxima no carril, T_{adm} é a temperatura máxima admissível acima da temperatura neutra do carril, T_N , que quando excedida pode conduzir a via à instabilidade. A temperatura máxima admissível pode corresponder a uma tensão normal equivalente no carril de compressão devido: *i)* à temperatura ambiente, *ii)* ao aumento da temperatura diária, *iii)* à frenagem e *iv)* à interacção via - estrutura.

Os dois primeiros efeitos, associados à temperatura, dependendo das condições locais, correspondem a cerca de 30° a 40°C. Significa isto que, as vias caracterizadas por T_{adm} inferior a 40°C, não verificarão o critério de segurança. Por outro lado, as vias com T_{adm} superior a 40°C podem ser expostas à acção da frenagem ou aos efeitos da interacção com as estruturas, desde que o acréscimo de temperatura equivalente total seja inferior à temperatura máxima admissível (ERRI D202/RP12).

A Universidade Tecnológica de Delft (TU Delft), membro da comissão D202, desenvolveu um programa de cálculo automático designado por “CWRERRI”, que permite a modelação e verificação da estabilidade da via de BLS, quer em aterro quer em obras de arte.

Na ficha ERRI D202/RP12 é apresentado o referido programa, acompanhado de uma aplicação à análise da estabilidade de uma via sobre uma obra de arte em Maartensdijk, na Holanda.

O referido caso analisado com o programa de cálculo CWRERRI é ilustrado na Figura 1.3, no qual o tabuleiro é formado por três troços sucessivos, contínuos, com os comprimentos de 60, 150 e 60 metros, em que os troços das extremidades tem dois tramos e o troço central tem cinco tramos, caracterizando-se este último por não possuir qualquer apoio fixo na direcção longitudinal. Os dois tabuleiros extremos têm o apoio fixo nas suas extremidades, sobre os pilares intermédios.

A via de barra longa soldada (BLS) é constituída por carris de perfil UIC 54, contínua sobre todas as juntas da estrutura.

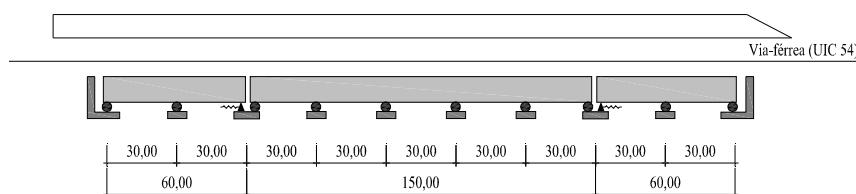


Figura 1.3 Configuração longitudinal do sistema via - estrutura de Maartensdijk
(adaptado de ERRI D 202/RP12, 1999)

O caso de estudo descrito foi solicitado por um conjunto de acções aplicadas de forma sequencial. Inicialmente, o modelo foi sujeito a uma variação de temperatura uniforme de 40°C e 20°C nos carris e no tabuleiro respectivamente, a que se seguiu uma segunda análise sequencial na qual foram aplicadas as acções ferroviárias verticais e longitudinais correspondentes a um carregamento dinâmico de 20 carruagens com 80 cargas pontuais, cada eixo com cargas de valor de 225,0 kN, na vertical, e de 45,0 kN, na longitudinal.

A análise terminou com a análise da acção da variação de temperatura uniforme sobre o tabuleiro, culminando com a análise do sistema completamente descarregado, com o objectivo de determinar os efeitos residuais resultantes.

Na Figura 1.4 são apresentados os esforços longitudinais nos carris da via e os deslocamentos longitudinais relativos entre a via e o tabuleiro para cada uma das análises realizadas.

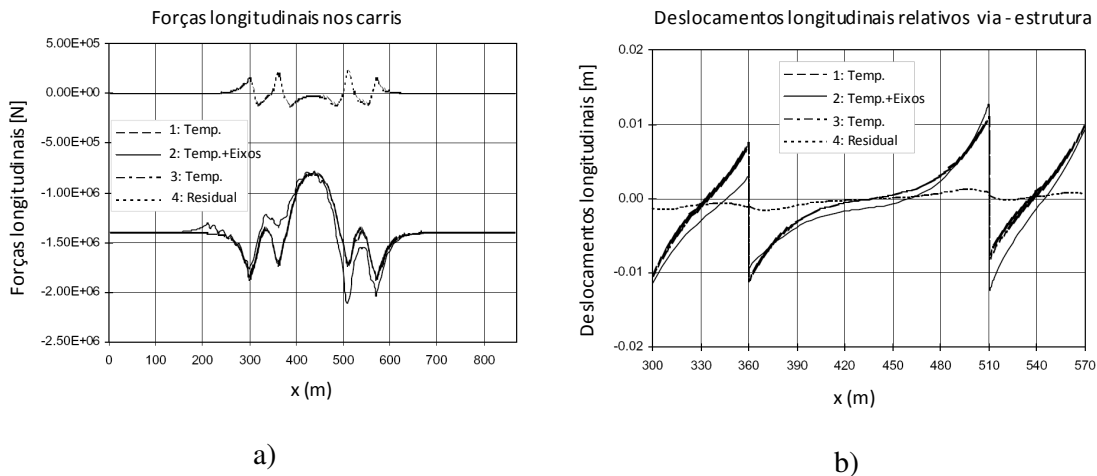


Figura 1.4 Efeitos da interacção via - estrutura do viaduto de Maartensdijk: a) forças longitudinais nos carris; b) Deslocamentos longitudinais relativos entre a via e estrutura (adaptado de Esveld, 1998)

A figura evidencia os esforços longitudinais nos carris e os deslocamentos relativos entre os carris e o tabuleiro, avaliando esta grandeza a degradação da qualidade do balastro da via. Observa-se que a interacção via – estrutura para a acção da variação de temperatura

uniforme em sistemas simétricos é também ela simétrica. De igual modo, os efeitos das acções ferroviárias estão directamente relacionados com a direcção de circulação registando a resposta uma configuração anti-simétrica, em que os esforços longitudinais máximos ocorrem sobre os apoios móveis e são coincidentes com os deslocamentos longitudinais relativos máximos.

No que se refere aos efeitos residuais, os valores máximos ocorrem sobre as extremidades móveis dos troços de tabuleiro, associados à degradação do balastro.

No seguimento destes trabalhos, a Universidade Tecnológica de Delft (TU Delft) estabeleceu um protocolo com a companhia de caminhos-de-ferro belga (NMBS), com o objectivo de desenvolver estudos teóricos para avaliar a possibilidade de evitar a colocação de aparelhos de dilatação (AD) em vias que se desenvolvem sobre obras de arte de grande comprimento.

No âmbito da referida cooperação, Esveld (1996) desenvolve o estudo da interacção via – estrutura de uma obra de arte existente, localizada nas proximidades de Antoing (Bélgica) sobre o rio Sceldt, na linha de alta velocidade que liga Bruxelas, na Bélgica, a Lille, em França.

O referido caso é caracterizado por um tabuleiro formado por sete troços isostáticos, sucessivamente dispostos, ilustrado na Figura 1.5, com os vãos de $5 \times 53,0 + 120,0 + 53,0$ m, o que perfaz um comprimento total de 438,0 m.

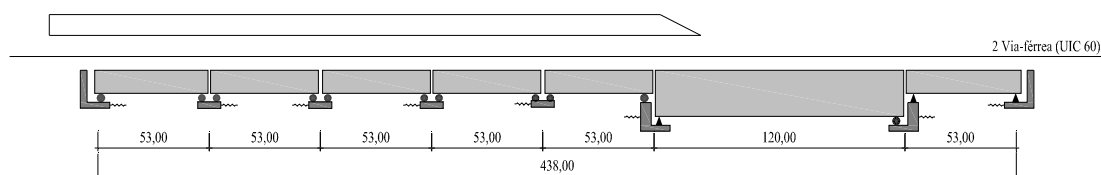


Figura 1.5 Esquema estrutural do tabuleiro e da via da linha de alta velocidade em Antoing sobre o rio Sceldt (adaptado de Esveld, 1996)

Sobre a estrutura desenvolvem-se duas vias balastradas de BLS, contínuas sobre todas as juntas da estrutura, com perfis UIC 60 e travessas de betão armado.

O caso desta estrutura foi analisado com recurso ao programa de cálculo automático “PROLIS20”, considerando apenas a actuação da variação de temperatura uniforme de

30 °C no tabuleiro e de 40 °C na via respectivamente, o que permitiu verificar que as tensões normais nos carris da via não excediam os limites admissíveis.

De modo a avaliar possíveis soluções caso os pressupostos iniciais relativamente às acções não se verificassem, foram apresentadas soluções alternativas à original, uma considerando a inserção de um aparelho de dilatação (AD) na via e as outras duas considerando a adopção de dispositivos especiais de fixação dos carris às travessas caracterizados por reduzido atrito longitudinal, adoptados no tabuleiro ao longo de 39,0 m e 75,0 m, respectivamente.

A análise das soluções via - estrutura descritas anteriormente, levaram o autor a concluir que a adopção de AD como forma de controlar os deslocamentos e as tensões longitudinais excessivos na via não é uma solução adequada do ponto de vista do conforto dos passageiros, da manutenção e da segurança de circulação.

Nesse contexto, a adopção de dispositivos especiais de atrito nulo numa determinada extensão é referida como uma boa solução, dado que as análises evidenciam uma redução considerável dos deslocamentos e das forças longitudinais na via, assim como dos deslocamentos relativos na base das travessas, em que tal redução é dependente do comprimento sobre o qual são adoptados esses dispositivos.

Foram realizadas medições de temperatura, e, face aos resultados obtidos, o estudo concluiu que a configuração original da via de BLS deveria ser conservada, dado que está garantida a segurança da via aos efeitos da interacção via - estrutura.

A interacção via - estrutura é um efeito que a UIC considera necessário considerar no dimensionamento das obras de arte ferroviárias. Em 1995, como resultado do trabalho da comissão ERRI D213, a UIC publicou pela primeira vez a ficha UIC 774-3R, a qual, além de enunciar métodos de cálculo para a determinação das forças longitudinais aplicáveis a um grupo de casos de referência, define os critérios de segurança relativos à segurança da via aos efeitos da interacção via - estrutura (UIC 774-3R, 2003 e Ruge, 2004).

Ainda em 1996, é publicado o livro intitulado “Dynamics of Railway Bridges” (Fryba, 1996), no qual é dedicado um capítulo ao estudo do comportamento das obras de arte e dos carris sob a acção de variações de temperatura, a que o autor designa de interacção térmica entre as barras longas soldadas e as obras de arte ferroviárias.

Nesse trabalho, além da explicação física do fenómeno, é apresentado um conjunto de metodologias analíticas simplificadas, válidas para o estudo da interacção via – estrutura de um restrito número de casos. Estas metodologias permitem avaliar o comportamento

longitudinal do sistema, permitindo determinar os deslocamentos e os esforços longitudinais nos carris e no tabuleiro.

As análises teóricas e experimentais da interacção térmica via – estrutura apresentadas, levaram o autor a concluir que o comportamento do tabuleiro sob uma variação de temperatura uniforme resulta no aumento dos esforços normais no carril e esse aumento depende fortemente do comprimento de dilatação do próprio tabuleiro, factor que se revelou como o mais importante na definição da ordem de grandeza desses esforços.

O autor estabelece que por forma a determinar o comprimento de dilatação máximo do tabuleiro sob a acção da temperatura as tensões normais no carril não devem exceder nem a tensão de cedência nem metade da tensão crítica do perfil do carril, como traduzido pelas seguintes expressões:

$$\sigma \leq \sigma_{Adm} , \quad (1.2)$$

$$\sigma_{cr} > 2 \cdot \sigma . \quad (1.3)$$

A par das condições expressas por (1.2) e (1.3), foram estabelecidas outras duas condições. Assim, o comprimento de dilatação máximo de um tabuleiro deve ser tal que, por um lado os deslocamentos por ele induzidos na extremidade da via não devem exceder os deslocamentos máximos admissíveis do aparelho de dilatação (AD), e por outro lado, em vias de fixação directa no tabuleiro ou em laje de betão os deslocamentos relativos entre o carril e o seu suporte devem respeitar o limite admissível definido pela expressão:

$$|u| \leq b = \frac{2 \cdot F_s}{k_s \cdot d} , \quad (1.4)$$

em que F_s é a força última do sistema de fixação, k_s é o coeficiente para a fixação directa ou indirecta do carril, e d é o espaçamento entre sistemas de fixação.

Refira-se que a limitação do comprimento de dilatação máximo do tabuleiro referida pelo autor, foi estabelecida tendo por base uma amplitude máxima de deslocamento do aparelho de apoio de 50 mm.

A limitação do deslocamento relativo entre o carril e a estrutura de suporte, é uma condição necessária à adopção de carris de barras longas soldadas sobre o tabuleiro, dado que o incumprimento da condição expressa por (1.4) resultaria em deformações plásticas e na rotura dos sistemas de fixação do carril, chapas de posicionamento e outros elementos associados.

Os resultados obtidos das análises teóricas e experimentais da interacção térmica via - estrutura para diversos casos analisados, permitiram indicar para cada um deles o comprimento de dilatação máximo admissível e concluir que nos casos de tabuleiro metálico e via balastrada, a condição que limita o comprimento de dilatação é a resistência do carril ou o deslocamento máximo admissível do AD a adoptar. Caso se trate de uma via com fixação directa à estrutura, o comprimento de dilatação é limitado pela deslocamento relativo admissível.

No caso de tabuleiros mistos aço – betão, refere-se que é a resistência do carril que controla o comprimento de dilatação, independentemente do tipo de via. No entanto, no caso de vias com fixação directa ou em laje de betão, é a condição anterior e a limitação do deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro que controlam o comprimento de dilatação máximo.

Em 1998, no âmbito de protocolo de cooperação estabelecido entre SNCF e a Korean High Speed Railway Corporation (KHRC), a SNCF apresentou os resultados da experiência adquirida na temática da interacção via - estrutura, com particular enfoque para os ensaios e análises numéricas então realizadas (Fortin, 1998).

Nesse trabalho é referido que a presença da estrutura sob a via contínua é um caso particular, dado que por acção da variação de temperatura uniforme ocorrem deslocamentos relativos entre a via e a estrutura por dilatação desta última. Consequentemente, em determinadas condições, estes deslocamentos relativos podem impor esforços na via tais que a segurança não está garantida, exigindo a inserção de um aparelho de dilatação na via.

As especificações técnicas da SNCF definem os comprimentos de dilatação máximos admissíveis dos tabuleiros que permitem à via transpor o tabuleiro de forma contínua, que resultaram de ensaios experimentais e análises numéricas considerando a acção da variação de temperatura uniforme no tabuleiro e na via, da frenagem e do arranque, a rotação dos apoios e outros efeitos. Nesse contexto, a SNCF classificou as obras de arte em três classes, consoante as suas tipologias.

Na Classe 1, foram incluídas todas as estruturas com deslocamentos das extremidades desprezáveis face ao comportamento da via, como por exemplo as obras de arte em arco de alvenaria de pedra ou em betão, passagens inferiores sob uma camada de solo ou de balastro com a espessura mínima de 0,50 m e as estruturas com comprimento total inferior a 10,0 m, que suportam uma via balastrada e quaisquer que sejam os seus apoios.

As estruturas incluídas neste grupo, podem suportar uma via de carris de BLS contínuos, sem colocar em causa a estabilidade ou a segurança da via.

As estruturas de Classe 2 são todas as estruturas isoladas, com uma dilatação linear e um apoio longitudinal fixo e nas quais a distância altimétrica entre os apoios e os carris é igual ou inferior a 3,0 m. Nesta classe incluem-se as estruturas com um tabuleiro formado por um único troço, isostático ou contínuo, com um comprimento de dilatação superior a 10,0 m.

As estruturas com uma deformação longitudinal complexa ou nas quais a distância altimétrica entre os carris e a face inferior do tabuleiro é superior aos 3,0 m são consideradas de Classe 3. Nesta classe incluem-se as estruturas sem qualquer apoio e com vão superior a 15,0 m, as estruturas com tabuleiros contínuos com um apoio longitudinal fixo intermédio, as estruturas nas quais o tabuleiro é formado por vários troços sucessivos, estruturas em pórtico de vão superior a 15,0 m e pontes em arco com o tabuleiro suportado por pilares. Segundo as especificações da SNCF, as estruturas desta classe deverão ser objecto de um estudo particular.

A via sobre estruturas da Classe 2 apenas se pode desenvolver de forma contínua nos casos em que a estrutura se localize na zona neutra da via de BLS, independentemente de se tratar de uma via balastrada ou uma via em laje de betão.

No Quadro 1.1 é indicado o comprimento de dilatação máximo admissível ($L_{T,max}$) para as estruturas da Classe 2 com uma via em laje de betão, válidos apenas para os casos em que os sistemas de fixação permitam a ocorrência de deslocamentos longitudinais entre o carril e o seu suporte.

Quadro 1.1 Comprimento de dilatação máximo admissível para estruturas da Classe 2 com uma via em laje de betão contínua (adaptado de Fortin, 1998)

Raio em planta, R [m]	$R \geq 800,0$ m	$800,0 \text{ m} > R \geq 600,0$ m	$600,0 \text{ m} > R \geq 500,0$ m
$L_{T, \max}$	Sistemas de fixação com aperto moderado		
	20,0 m	15,0 m	-
	Sistemas de fixação especiais		
	40,0 m	30,0 m	15,0 m

Os valores apresentados são variáveis em função do raio em planta (R) das curvas e são maiores para raios igualmente maiores.

No caso de vias balastradas contínuas sobre as juntas da estrutura, o comprimento de dilatação máximo admissível das estruturas da Classe 2, que suportem uma via balastrada de BLS contínua, são indicados no Quadro 1.2.

Quadro 1.2 Comprimento de dilatação máximo admissível para estruturas da Classe 2 com uma via balastrada de BLS (UIC60) contínua (adaptado de Fortin, 1998)

Raio em planta, R [m]	$R \geq 800,0\text{m}$	$R < 800,0\text{m}$ e $R \geq 600,0\text{m}$	$R < 600,0\text{m}$ e $R \geq 500,0\text{m}$	$R < 500,0\text{m}$ e $R \geq 400,0\text{m}$	$R < 400,0\text{m}$ e $R \geq 300,0\text{m}$
$L_{T, \text{Max}}$	100,0 m	80,0 m	60,0 m	50,0 m	30,0 m

No caso das estruturas da Classe 2 não satisfazerem as condições anteriores relativas ao comprimento de dilatação máximo, ao raio do traçado em planta e às especificações do sistema de fixação, a via deverá ser interrompida por um AD sobre o apoio móvel do tabuleiro e eventualmente sobre o apoio fixo.

No referido trabalho, Fortin refere um conjunto de medidas construtivas a adoptar sobre as extremidades livres do tabuleiro que suportem uma via balastrada, nomeadamente:

- Para comprimentos de dilatação de tabuleiros inferiores a 100,0 m, a camada de balastro é contínua sobre a junta da estrutura e a via deverá passar sobre os muretes de limitação lateral, com ou sem interrupção da via;
- Para comprimentos de dilatação de tabuleiros entre os 100,0 m e os 150,0 m, a via é interrompida por um AD sobre a extremidade móvel que deverá assentar sobre uma placa deslizante, apoiada sobre os muros guarda-balastro;
- Para comprimentos de dilatação de tabuleiros superiores a 150,0 m, a camada de balastro é interrompida no apoio móvel por chapas ou por muros delimitadores; neste caso os aparelhos de dilatação deverão ser posicionados fora da estru-

tura, no aterro adjacente, e a fixação do carril às travessas, entre a extremidade do tabuleiro e a junta do aparelho de dilatação, é realizada por fixações que permitem o deslizamento longitudinal.

É referido ainda que o número, as características e a localização dos aparelhos de dilatação (AD) dependem de um vasto número de parâmetros, os quais deverão ser ponderados aquando da sua definição, nomeadamente:

- i) Natureza e geometria da via, balastrada ou em laje de betão ;
- ii) Constituição da via: carril, tipo de via (BLS ou barras normais), tipo e afastamento das travessas;
- iii) Comprimento de dilatação do tabuleiro;
- iv) Traçado da via em planta;
- v) Velocidade de circulação do tráfego ferroviário;
- vi) Perfil longitudinal do tabuleiro e viés.

Os cinco primeiros parâmetros determinam o tipo de aparelho de dilatação e a amplitude de deslocamento, enquanto o último apenas condiciona a montagem.

Como resultado da experiência francesa, as regras da SNCF relativas à adopção de AD em estruturas da Classe 2, são indicadas no Quadro 1.3.

Quadro 1.3 Número, características e localização dos AD a adoptar nas estruturas da Classe 2 (adaptado de Fortin, 1998)

Via	Tipo de carril	Comprimento de dilatação do tabuleiro, L_T	Número, características e localização dos aparelhos de dilatação (AD)
Em laje de betão	Barras normais	$40,0 \text{ m} < L_T \leq 200,0 \text{ m}$	$V \leq 200 \text{ km/h}$ 1 AD (180 mm) sobre o apoio móvel
		$200,0 \text{ m} < L_T \leq 400,0 \text{ m}$	1 AD (180 mm) sobre o apoio móvel
		$L_T > 400,0 \text{ m}$	Realizar um estudo especial
	BLS	$40,0 \text{ m} < L_T \leq 200,0 \text{ m}$	$V \leq 200 \text{ km/h}$ 1 AD (180 mm) sobre o apoio móvel 1 AD (180 mm) sobre o apoio fixo
		$200,0 \text{ m} < L_T \leq 400,0 \text{ m}$	1 AD (300 mm) sobre o apoio móvel 1 AD (300 mm) sobre o apoio fixo
		Todos os casos	$V \geq 200 \text{ km/h}$ Realizar um estudo especial
Balastrada	Barras normais	Todos os casos	$V \leq 200 \text{ km/h}$ Não necessita de AD
	BLS	$100,0 \text{ m} < L_T \leq 200,0 \text{ m}$	$V \leq 200 \text{ km/h}$ 1 AD (180 mm) sobre o apoio móvel
		$200,0 \text{ m} < L_T \leq 400,0 \text{ m}$	1 AD (300 mm) sobre o apoio móvel
		$L_T > 400,0 \text{ m}$	1 AD (600 mm) sobre o apoio móvel
		Todos os casos	$V \geq 200 \text{ km/h}$ 1 AD (600mm) sobre o apoio móvel

Refira-se que o valor associado aos AD e indicado entre parêntesis, refere-se à amplitude de deslocamentos admissíveis.

Em 1999, Fortin publicou um trabalho sobre o comportamento das vias de BLS solicitadas pela variação de temperatura uniforme, no qual são apresentadas as principais conclusões da investigação realizada pela SNCF.

O autor refere que a presença de aparelhos de dilatação (AD) nos carris gera desconforto no material circulante, nomeadamente ao nível do ruído, e que apesar das evoluções tecnológicas deste tipo de dispositivos, não é possível a eliminação completa desse desconforto, passando a melhor solução pela eliminação dos mesmos, razão pela qual se passou a adoptar vias com carris de BLS.

A investigação realizada concluiu que utilização dos carris soldados de grande comprimento não representa qualquer inconveniente, desde que as tensões nos carris se mantenham a níveis relativamente baixas e com movimentos nas extremidades insignificantes, com amplitudes máximas da ordem dos 50 mm.

A título de conclusão, o autor refere que em vias balastradas a estabilidade transversal da via é inferior à estabilidade vertical, confirmando uma das conclusões da comissão D202 já referidas.

Ainda em 1999, uma comissão da ERRI, apoiada na investigação entretanto desenvolvida, foi encarregue da revisão da ficha UIC 774-3R apresentada em 2001 (Ruge, 2004).

Em 2001, Esveld, no livro “Modern Railway Track”, descreve a natureza do fenómeno e apresenta as metodologias de análise analíticas e numéricas que permitem analisar a estabilidade da via e determinar as respectivas forças longitudinais da via, quer sobre o aterro quer sobre as estruturas.

As metodologias numéricas apresentadas permitem considerar os principais parâmetros intervenientes na interacção via - estrutura, incluindo os modelos desenvolvidos e publicados no relatório ERRI D202/RP12 e na ficha UIC 774-3R (2001), nomeadamente as leis que regem o comportamento longitudinal, lateral e torsional da via.

No que se refere à interface longitudinal via – estrutura, Esveld (2001) apresenta um estudo paramétrico da estabilidade de uma via sobre aterro considerando duas resistências longitudinais, ilustradas na Figura 1.6.

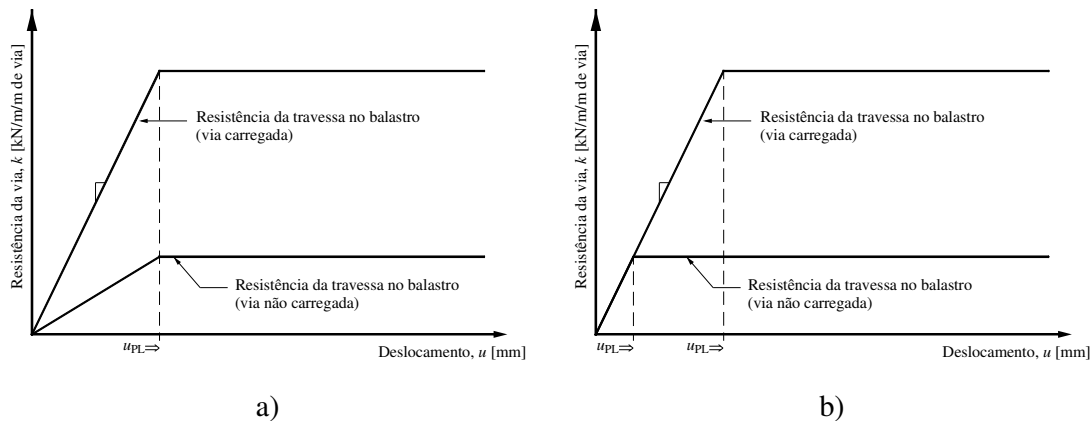


Figura 1.6 Leis constitutivas do interface via – estrutura caracterizadas pela mesma resistência longitudinal da ligação via – estrutura mas com deslocamento elástico limite para os casos da via “carregada” e “descarregada”: a) iguais e b) diferentes (adaptado de Esveld, 2001)

O estudo paramétrico da estabilidade da via balastrada considerando as duas leis descritas, permitiu ao autor concluir da inexistência de significativas diferenças entre elas.

No referido trabalho é apresentado um outro estudo numérico de interação via - estrutura à ponte de West Branch, em Amsterdão, na Holanda.

Neste caso, o tabuleiro é formado por três troços simplesmente apoiados e sucessivamente dispostos, com vãos livres de 20,0 m. Sobre o tabuleiro desenvolvem-se duas vias balastradas constituídas por carris de BLS, em que uma delas transpõe toda a estrutura de forma contínua enquanto a segunda via é interrompida por AD sobre o início do primeiro troço, como representado na Figura 1.7.

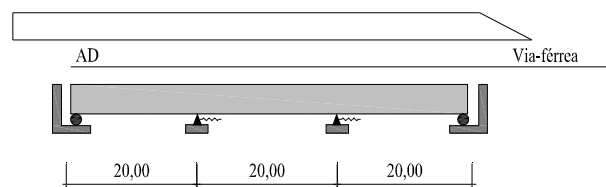


Figura 1.7 Esquema da ponte de West Branch, em Amsterdão (adaptado de Esveld, 2001)

A análise do caso ilustrado na figura foi realizada considerando as acções da variação de temperatura uniforme de -45°C na via e de -25°C no tabuleiro e da frenagem na

segunda via com 8,0 kN/m. A análise foi realizada de forma sequencial, o sistema inicialmente solicitado pela acção da temperatura foi posteriormente solicitado pela acção da frenagem.

O autor observou que os deslocamentos longitudinais máximos ocorreram na via descontínua e exactamente na zona do aparelho de dilatação (AD), onde por definição as forças longitudinais são nulas. Por outro lado, as forças longitudinais máximas ocorreram na via contínua sobre as juntas da estrutura.

É referido que a consideração das leis de comportamento da ligação longitudinal via - estrutura ilustradas na Figura 1.6, não interfere nos esforços longitudinais nos carris, registando contudo que a consideração da lei ilustrada na Figura 1.6 b) conduz a deslocamentos superiores aos obtidos com a lei ilustrada na Figura 1.6 a), na ordem dos 6%.

O autor refere que a análise numérica dos efeitos da temperatura na qual a ligação da via - estrutura é simulada considerando a lei correspondente à situação de via carregada, subestima os deslocamentos longitudinais e sobrestima os esforços longitudinais, comparativamente à consideração da lei correspondente à via descarregada.

É ainda apresentado um outro estudo da interacção via – estrutura de uma obra de arte da linha ferroviária holandesa, na cidade de Utrecht, ilustrado na Figura 1.8. O tabuleiro é formado por um único troço contínuo com quatro vãos de 25,0 m cada e um comprimento total de 100,0 m. A ligação entre o tabuleiro e os pilares e encontros, é monolítica.

Sobre o tabuleiro desenvolve-se uma via de carris de BLS, contínua sobre as juntas da estrutura.

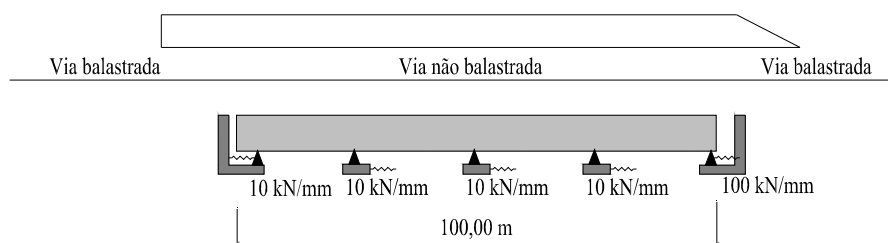


Figura 1.8 Esquema estrutural da estrutura (adaptado de Esveld, 2001)

No caso analisado foi considerada apenas a acção da variação de temperatura uniforme de -25°C no tabuleiro e de -25 °C na via, respectivamente.

O autor considerou ser este o caso ideal para analisar soluções alternativas do tipo de via e assim foram analisadas as seguintes tipologias de via de carris BLS:

- 1) Via contínua, considerando via balastrada congelada nos aterros adjacentes e via em laje de betão na extensão do tabuleiro;
- 2) Via contínua, balastrada nos aterros adjacentes e em laje de betão no tabuleiro;
- 3) Via contínua, balastrada nos aterros e em laje de betão no tabuleiro, incluindo a adopção dos dispositivos de fixação especiais “ZLR” nas extremidades do tabuleiro sobre um comprimento de 7,5 m;
- 4) Via contínua balastrada;
- 5) Via balastrada e interrompida por um dispositivo AD sobre a extremidade esquerda do tabuleiro;
- 6) Via balastrada nos aterros adjacentes e via em laje de betão no tabuleiro, interrompida por um dispositivo AD sobre a extremidade esquerda do tabuleiro.

Para o caso analisado, o autor refere que a tipologia de via sobre balastro congelado no aterro e com fixação directa ao tabuleiro, é a situação mais desfavorável em termos de tensão normal nos carris com o valor máximo igual a 180,0 MPa.

Por outro lado, o caso com via balastrada nos aterros e via em laje de betão no tabuleiro, relativamente à tipologia anterior, teve um decréscimo da tensão normal máxima de 8%. Já a tipologia de via balastrada contínua sobre o aterro e o tabuleiro, relativamente às tipologias anteriores induz tensões normais inferiores.

As tipologias com via descontínua sobre a extremidade móvel do tabuleiro, apesar de reduzir as tensões normais nos carris, caracterizam-se por deformabilidades longitudinais consideráveis, e que dada a desvantagem da introdução de aparelhos de dilatação, a adopção de sistemas de fixação “ZLR”, apenas do ponto de vista dos efeitos de interacção via - estrutura, é considerada uma possível alternativa, registando-se neste caso uma redução da ordem dos 10% no valor máximo da tensão normal nos carris.

O autor refere que os deslocamentos de uma via balastrada em toda a sua extensão são inferiores aos registados nas vias em laje de betão.

Este autor com base nos dados do caso analisado, efectuou um estudo de sensibilidade do tabuleiro em relação ao comprimento de dilatação de 50, 100, 200 e 400,0 metros, concluindo que as tensões normais na via aumentam com o logaritmo do comprimento de

dilatação do tabuleiro e que é este o parâmetro com maior influência nas tensões normais na via.

Em 2001, Eickmann et al. (2001) apresentaram a investigação realizada na Universidade de Hannover, na Alemanha, que teve como principal objectivo a análise da interacção via – estrutura de um grupo de obras de arte existentes na linha ferroviária de alta velocidade alemã, descritas no Quadro 1.4, sujeitas à acção das variações de temperatura uniforme. As vias sobre as obras de arte consideradas no referido estudo são vias balastradas.

Quadro 1.4 Caracterização das obras de arte instrumentadas e analisadas (adaptado de Eickmann et al., 2001)

Obra de arte	Linha ferroviária	Comprimento total [m]	Nº de troços	Esquema estático	Nº de AD
Ponte sobre o rio Bauer	Mannheim-Stuttgart	746,0	17	Tabuleiro formado por troços isostáticos sucessivamente dispostos	0
Ponte sobre o rio Breiten	Hanover-Würzburg.	440,0	10	Tabuleiros formados por troços isostáticos sucessivamente dispostos	0
Ponte de Gemünden	Hanover-Würzburg	799,0	4×3	Tabuleiro formado por dois troços contínuos e uma ponte em pórtico	3
Ponte de Mülmisch	Hanover-Würzburg	870,0	15	Tabuleiros formados por troços isostáticos sucessivamente dispostos, ligados longitudinalmente entre si	2
Ponte Schaipach	Hanover-Würzburg	442,0	10	Tabuleiros formados por troços isostáticos sucessivamente dispostos	0

As estruturas descritas no quadro anterior foram instrumentadas, o que permitiu à equipa de investigação efectuar medições ao longo de vários anos e determinar as variações de tensões induzidas nos carris por efeito da interacção via – estrutura, a temperatura no carril e a temperatura no tabuleiro.

As análises numéricas da interacção via – estrutura, tiveram como objectivo auxiliar na interpretação dos resultados medidos e efectuar uma análise comparativa entre os valores medidos e calculados.

Os modelos de elementos finitos realizados tiveram em consideração todas as ligações, nomeadamente entre o tabuleiro e as duas vias e entre o tabuleiro e os apoios. Eickmann et al. (2001) referem que a rigidez do tabuleiro de betão armado e pré-esforçado e a rigidez longitudinal da subestrutura, são os parâmetros do sistema com maiores incertezas.

A investigação realizada deu especial relevo à resistência longitudinal ao deslizamento relativo entre a via e a estrutura presente na regulamentação alemã DB 804, referindo os autores que a ordem de grandeza da resistência plástica é um dos factores que afecta particularmente as tensões normais nos carris.

Os modelos da via e da estrutura realizados com o objectivo de analisar a interacção via - estrutura, tiveram em consideração a lei elasto-plástica da ligação via - estrutura ilustrada na Figura 1.9, que foi utilizada nas análises não-lineares estáticas.

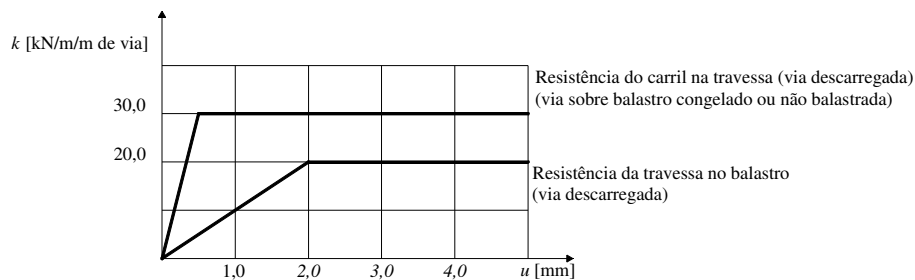


Figura 1.9 Lei elasto-plástica que traduz o comportamento da ligação longitudinal via - estrutura considerada nas análises numéricas (adaptado de Eickmann et al., 2001)

O modelo de comportamento da ligação via - estrutura, ilustrado na Figura 1.9 e presente na regulamentação alemã, foi definido com base em experiências realizadas numa via sobre aterro e depende de factores como a altura e o nível de compactação da camada de balastro, da dimensão e das características físicas do agregado, do tipo de travessa, do sistema de fixação e do carril.

Os autores referem que as variações de temperatura diferenciais, resultantes das variações de temperatura diária, não influenciam as tensões nos carris e confirmaram com análises numéricas que as acções de temperatura de actuação lenta dominam as tensões

normais nos carris. Verificaram ainda que nos casos instrumentados, a retracção e a fluência não se reflectem nas tensões normais medidas nos carris.

A análise comparativa entre os valores medidos e os valores resultantes das análises numéricas, permitiu aos autores concluir que os valores das tensões normais nos carris determinadas com base em metodologias numéricas, considerando a resistência longitudinal referida na regulamentação alemã e ilustrada na Figura 1.9, são superiores às tensões normais medidas, referindo eles que as tensões normais determinadas de acordo com a DB 804 são conservativas (Eickmann et al., 2001).

Em termos qualitativos, observaram que as tensões normais nos carris medidas com recurso à instrumentação das obras estão de acordo com os valores determinados com recurso às metodologias numéricas, e que a consideração de um valor inferior ao definido na regulamentação alemã para a resistência plástica ao deslizamento relativo entre a via e a estrutura acentuaria a concordância entre os dois valores.

Em 2002, com a integração da Espanha na rede ferroviária europeia de alta velocidade, registou-se uma forte adesão da comunidade técnica e científica ao estudo da temática da interacção via - estrutura.

Nesse contexto, Gonzalez et al. (2002) desenvolveram um estudo da interacção via – estrutura, com especial incidência nos critérios de segurança presentes na ficha UIC774-3R (1999) e na IAPF (2003) relativos às tensões admissíveis.

Os autores referem que as tensões normais nos carris interrompidas por aparelhos de dilatação devem ser comparadas com as tensões limites acrescidas das tensões normais correspondentes a uma variação uniforme de temperatura no carril de $\pm 50^{\circ}\text{C}$, ou seja, com 177,0 MPa em compressão e 197,00 MPa em tracção.

No que refere aos deslocamentos limites admissíveis, segundo a IAPF, além dos critérios presentes na ficha UIC774-3R, o deslocamento relativo entre o tabuleiro e o encontro, ou entre dois tabuleiros consecutivos, devido a uma variação de temperatura diária de $\pm 2,5^{\circ}\text{C}$ não deve exceder os 13 mm, caso contrário será necessário introduzir um aparelho de dilatação na via.

O referido trabalho reforça a necessidade da consideração dos efeitos da retracção e da fluência na avaliação da interacção via – estrutura, uma vez que podem induzir tensões nos carris excessivas nos primeiros meses de serviço da via. Segundo os autores, na linha de alta velocidade entre Córdoba e Málaga, foi implementada a seguinte metodologia:

- i) Em fase de projecto da estrutura, deverá ser realizada uma análise considerando as acções da variação uniforme da temperatura no tabuleiro e no carril, a frenagem e arranque e a sobrecarga vertical das composições.
- ii) O projecto da via deverá incluir uma análise que inclua além das acções da temperatura, da frenagem e do arranque e da sobrecarga vertical, deverá tomar em conta a retracção e fluência, devendo ser realizado um estudo de interacção via – estrutura de que resultará a indicação do intervalo de tempo que deverá decorrer entre a conclusão do tabuleiro e a soldadura do carril, de modo a reduzir ou anular os efeitos da retracção e fluência do tabuleiro nas tensões da via.

A primeira análise permite assegurar o correcto funcionamento da infra-estrutura uma vez desaparecido o fenómeno da retracção e da fluência, permitindo também avaliar a necessidade de adoptar aparelhos de dilatação na via, que caso se verifique ser necessário a respectiva amplitude de deslocamentos deverá tomar em conta a fluência e a retracção.

No que se refere às metodologias simplificadas de cálculo presentes na UIC774-3, estas estão elaboradas para o modelo de cargas do LM71 e, além de não incluírem o coeficiente de classificação adoptado para as linhas ferroviárias espanholas de $\alpha=1,21$, são aplicáveis a um grupo restrito de casos de referência, razão pela qual devem ser adoptadas metodologias numéricas para a correcta análise da interacção via - estrutura.

No capítulo das acções, a IAPF (2003) obriga à consideração da sobrecarga vertical ferroviária afectada do coeficiente de classificação e ainda multiplicada pelo coeficiente dinâmico respectivo aquando do cálculo dos deslocamentos do tabuleiro. Segundo os autores, este último aspecto deve-se ao facto da ficha ERRI D 230 realçar que nas juntas da estrutura ocorrem importantes acções dinâmicas acompanhadas por uma rápida deterioração da via, devendo por isso estes factores ser considerados na análise da interacção via – estrutura.

No que respeita aos problemas associados à transposição das juntas estruturais pela via devido à deformabilidade do tabuleiro, Gentz (2003) dá um importante contributo para a compreensão dos efeitos da interacção via – estrutura.

Na Figura 1.10 é ilustrada a deformação vertical de um tabuleiro com um tramo, onde são realçados os deslocamentos longitudinais e verticais que ocorrem nas respectivas extremidades. Regra geral, os deslocamentos longitudinais da face superior do tabuleiro por deformação vertical são superiores na extremidade fixa do tabuleiro. Por sua vez, o deslocamento vertical da face superior da extremidade do tabuleiro é proporcional à distância entre o eixo do aparelho de apoio e a extremidade do tabuleiro, u .

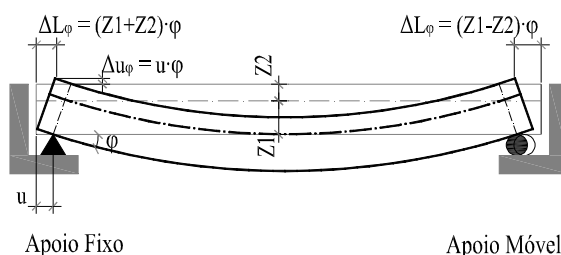


Figura 1.10 Deslocamentos longitudinais e verticais resultantes da deformação vertical do tabuleiro (adaptado de Gentz, 2003)

É referido que devido à interacção via – estrutura, a deformação do tabuleiro resulta em acréscimos de tensão normal nos carris sobre as juntas da estrutura.

Em vias balastradas, na vizinhança das extremidades do tabuleiro, por efeito da interacção via – estrutura os sistemas de fixação dos carris são sujeitos a grandes forças de arranque. Estas forças são contudo de maior magnitude em vias em laje de betão, sendo nestes casos recomendado a adopção de medidas especiais e a realização de ensaios de modo a garantir a qualidade da via.

Um dos problemas referidos no que respeita à interacção via - estrutura em vias balastradas, é a perda de balastro devido aos sucessivos deslocamentos do tabuleiro, de que resulta uma maior necessidade de manutenção. O autor refere que uma forma de reduzir os trabalhos de manutenção, reside na limitação dos deslocamentos do tabuleiro e da via e para tal devem ser adoptadas as seguintes medidas: i) aumentar a rigidez da via de modo a reduzir o ângulo de rotação final, ii) minimizar a distância altimétrica entre o apoio do tabuleiro e a via e iii) minimizar a distância no plano horizontal entre o eixo do apoio e a extremidade do tabuleiro.

A determinação dos deslocamentos da face superior do tabuleiro por forma a verificar os deslocamentos admissíveis, segundo o autor, deverá ser realizada considerando o modelo da carga vertical LM71 multiplicado pelo factor de amplificação dinâmica. Adicionalmente, como medida construtiva para vias balastradas com velocidades de circulação $v > 160$ km/h, de modo a reduzir a perda de balastro sob a via quer no tabuleiro quer no aterro adjacente, o autor recomenda que o aterro adjacente à estrutura seja de elevada rigidez.

Nas vias em lajes de betão, devido à ocorrência de deslocamentos verticais, os sistemas de fixação dos carris são sujeitas a grandes forças de arranque e de compressão,

devendo estes suportar tais acções para evitar a deterioração da via. Simultaneamente, deve ser evitada a rotura prematura por fadiga do sistema de fixação.

Determinados os deslocamentos nas extremidades do tabuleiro como ilustrado na Figura 1.11, a segurança dos carris e das próprias fixações devem satisfazer as duas condições seguintes: i) a rotação relativa entre estruturas adjacentes não deve exceder o valor limite de $\varphi=+1\text{‰}$ e ii) o deslocamento vertical não deve exceder o valor máximo admissível de $\delta=+1\text{mm}$.

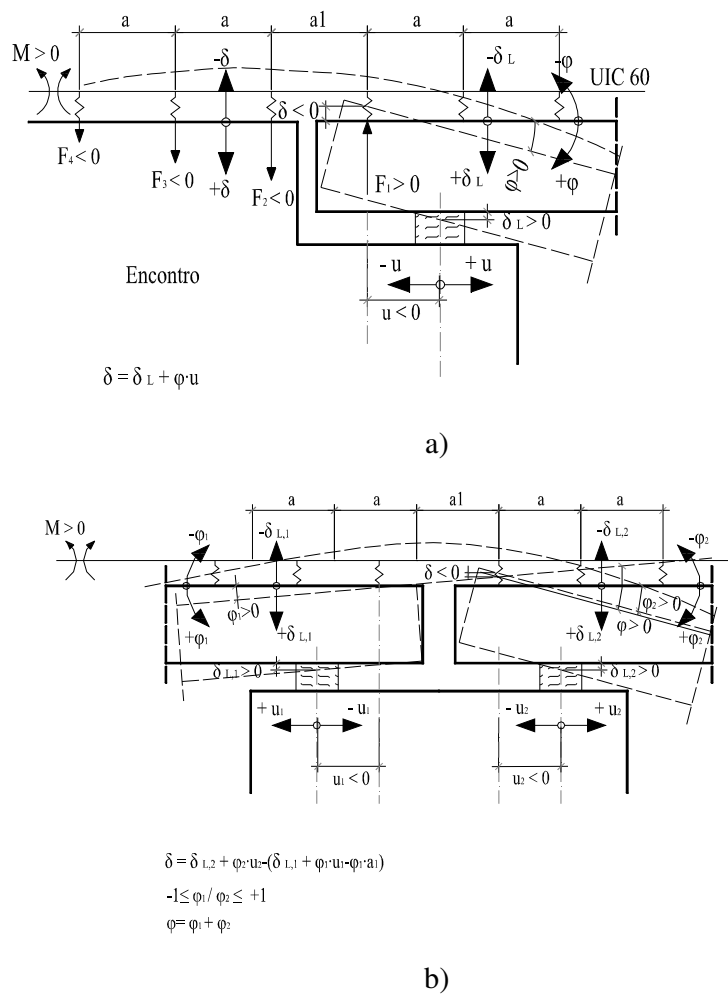


Figura 1.11 Deslocamentos das extremidades dos tabuleiros: a) entre o encontro e o tabuleiro e b) entre dois tabuleiros sucessivos (adaptado de Gentz, 2003)

Os efeitos de interacção via - estrutura nos sistemas de fixação dependem da rigidez das molas dos sistemas de fixação, da rigidez do carril e da distância entre os sistemas de fixação.

As experiências realizadas evidenciaram o facto dos sistemas com menor rigidez suportarem forças de arranque inferiores. Adicionalmente, observou-se que os sistemas de fixação reagem de forma mais sensível ao deslocamento vertical do que à rotação entre estruturas adjacentes.

A rotação entre estruturas adjacentes não se refere apenas às extremidades do tabuleiro, mas também à torção do tabuleiro nas extremidades, especialmente nos tabuleiros metálicos. O deslocamento vertical da estrutura, δ_v , é o resultado de duas parcelas:

- i) A parcela de deslocamento vertical do apoio do tabuleiro, que resulta do abaixamento do aparelho de apoio mais os assentamentos da subestrutura mais a elevação ou abaixamento do aparelho de apoio por rotação do topo do pilar;
- ii) A parcela de deslocamento vertical, $\phi \cdot u$, que resulta do produto da rotação do tabuleiro pela distância do eixo vertical do apoio e a ultima fixação do carril no tabuleiro.

O autor considera ser pouco frequente a verificação de todos os requisitos associados à via, pelo que recomenda a adopção de medidas construtivas com o devido propósito de garantir as seguintes condições:

- i) As forças verticais máximas admissíveis das bases de apoio do carril não deverão ser excedidas;
- ii) Nas vias contínuas sobre as extremidades móveis dos tabuleiros, o afastamento máximo entre apoios dos carris não deverá exceder os 650 mm para o cenário mais desfavorável.

Deverão ser adoptadas as seguintes medidas construtivas por forma a garantir as condições anteriores:

- i) Adoptar sistemas de fixação do carril com uma maior capacidade resistente às acções de arranque;
- ii) Adoptar tabuleiros formados por troços contínuos;

- iii) Instalar placas de compensação sobre as extremidades móveis do tabuleiro (Figura 1.12).

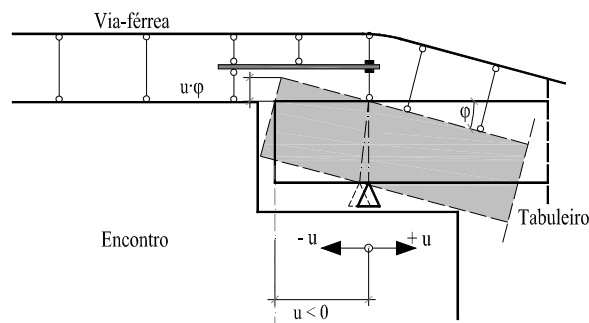


Figura 1.12 Princípio de funcionamento de uma placa de compensação (adaptado de Gentz, 2003)

Em 2003, realizou-se um congresso internacional “IABSE Symposium: Structures for high-speed railway transportation”, na cidade belga de Antuérpia. Este congresso revelou-se da maior importância para a comunidade científica e técnica, proporcionando a oportunidade de serem apresentados os trabalhos realizados ou a realizar no futuro relacionados com as estruturas nas linhas ferroviárias de alta velocidade.

Dutoit, D. (2003) apresentou um estudo da interação via – estrutura com recurso à aplicação das metodologias numéricas e simplificadas presentes na EN1991-2. As análises realizadas permitiram-lhe concluir que o dimensionamento estrutural considerando os efeitos determinados a partir das metodologias simplificadas resulta em soluções estruturais mais dispendiosas, podendo este facto ser ainda mais relevante em zonas de elevada sismicidade.

Ainda no âmbito dos trabalhos apresentados pelo autor, a aplicação das metodologias simplificadas a estruturas com tabuleiros formados por troços isostáticos e sucessivamente dispostos, caracterizadas por um pilar intermédio com uma rigidez à flexão muito superior às dos restantes pilares, a reacção determinada poderá ter um valor inferior à que resulta de uma análise numérica.

Assim, a metodologia simplificada para o estudo da interação via – estrutura enunciada na EN1991-2, para este tipo de estruturas subestima o valor das reacções nos aparelhos de apoio.

Ruge et al. (2004) desenvolveram um conjunto de estudos analíticos e numéricos da interacção via - estrutura, que incidiram nos efeitos das acções horizontais e verticais, no tipo de análise numérica e na determinação dos efeitos totais.

Segundo os autores, a interacção via – estrutura devido à retracção e à fluência em estruturas de betão armado e pré-esforçado, como referido em trabalhos anteriores, podem não ser considerados dado o longo período decorrido entre a conclusão da construção do tabuleiro e a instalação dos carris de que resultam efeitos de ordem de grandeza desprezável.

De modo a clarificar o valor da carga crítica de uma via balastrada, foram realizados em 1987 pela Universidade Técnica de Munique um conjunto de ensaios sobre um troço de uma via com um traçado curvo em planta com um raio (R) de 1100 m, constituída por dois perfis UIC 60, travessas de betão armado B70 e com espaçamento máximo de 65 cm, cujos resultados são apresentados na Figura 1.13.

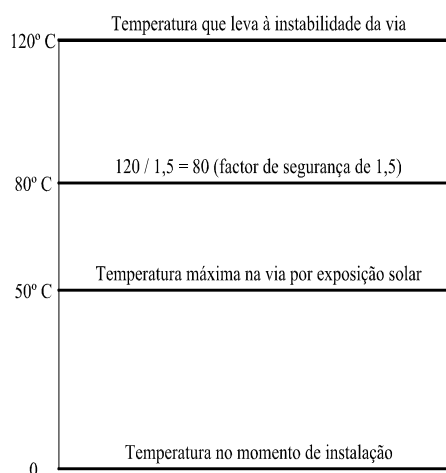


Figura 1.13 Resultados dos ensaios realizados sobre a carga crítica de uma via balastrada (adaptado de Ruge et al., 2004)

Os ensaios realizados permitiram concluir que, considerando um factor de segurança de 1,5, o carril suporta uma temperatura adicional de $80-50 = +30^{\circ}\text{C}$, a partir da qual foi determinada a variação de tensão normal de compressão admissível de uma via balastrada, dada pela expressão seguinte:

$$\Delta\sigma_{adm, compressão} = E \cdot \alpha \cdot \Delta T = 210\,000 \times 1,15 \cdot 10^{-5} \times 30 = 72,00 \text{ MPa} . \quad (1.5)$$

A investigação realizada permitiu concluir que a tensão de cedência do material é determinante na definição da variação de tensão normal de tracção admissível nos carris de uma via balastrada. Os resultados dos ensaios determinaram uma variação de tensão normal de tracção admissível de 112,00 *MPa* (Ruge et al., 2004).

Ruge et al. (2004), referem que a deformação vertical do tabuleiro é um factor contributivo para a variação de tensão normal nos carris, considerando-o antecipadamente com o valor correspondente de 20,00 *MPa*. Assim, os autores referem que a variação de tensão normal de tracção admissível nos carris é de:

- i) $\Delta\sigma_{adm, tracção} = 112,00 \text{ MPa}$, quando considerados os efeitos das acções verticais;
- ii) $\Delta\sigma_{adm, tracção} = 92,00 \text{ MPa}$, quando os efeitos das acções verticais não são considerados.

Na Figura 1.14 é apresentado o gráfico da variação de tensão admissível de acordo com o diagrama do limite de fadiga de Smith para a via, considerando uma tensão limite de 900 N/mm².

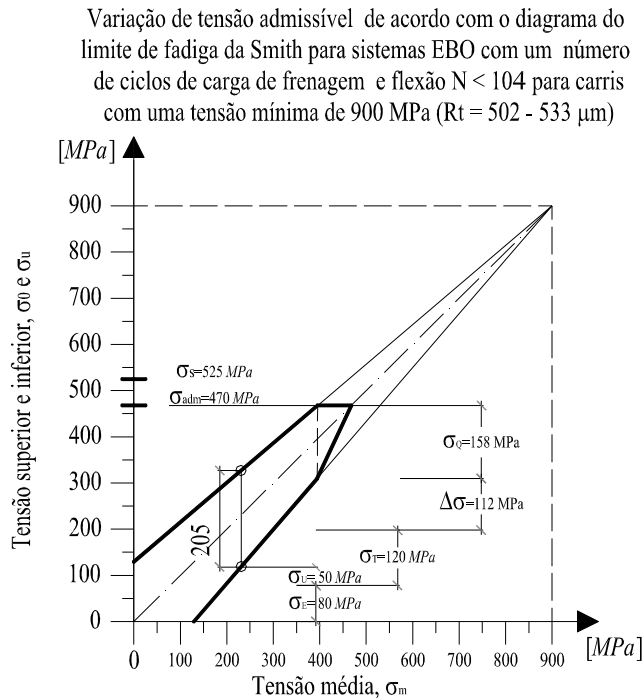


Figura 1.14 Diagrama do limite de fadiga de Smith (adaptado de Ruge et al., 2004)

No gráfico da Figura 1.14:

σ_{adm}	Tensão máxima admissível de 470,0 <i>MPa</i> , (90% da tensão de cedência);
$2\sigma_A$	$\sigma_{bD}=205,00$ <i>MPa</i> , resistência dos carris após os resultados dos ensaios realizados pela TU Munchen;
σ_Q	Tensão de flexão no carril devido à acção do eixo do veículo Q;
P	21,0; 22,5 t, Carris UIC60; Características do suporte da via, $c = 100$ N/cm ³ , $\sigma=0,2 \cdot \varphi$;
σ_T	Tensão devido à variação de temperatura na via, $\Delta T=50$ °C;
σ_E	Tensão interna no carril residual;
σ_U	Tensão limite resultante dos ensaios de fadiga;

Os autores realizaram um conjunto de análises numéricas da interacção via – estrutura a um caso de estudo constituído por um tabuleiro de um troço isostático sobre o qual se desenvolve uma via contínua de BLS, UIC 60 e travessas de betão. Foram consideradas as acções da variação de temperatura uniforme no tabuleiro de 30 °C e da frenagem sobre o tabuleiro.

A metodologia numérica adoptada é complexa tendo sido realizada considerando vários passos sequenciais, considerando diferentes comprimentos de tabuleiro desde os 10,0 *m* até aos 110,0 *m*, com uma variação de 10,0 *m*. Outro factor avaliado nas análises realizadas foi a rigidez da subestrutura considerada nas análises, tendo sido considerados quatro níveis de rigidez, 2×10^3 , 5×10^3 , 10×10^3 e 20×10^3 *kN/m* por metro de tabuleiro.

No que se refere à resistência longitudinal ao deslizamento entre a via e a estrutura os autores consideraram os valores indicados na EN1991-2 (2003) para via balastrada, nos cenários de via “carregada” e “descarregada”. No quadro seguinte, são indicadas as leis de comportamento da ligação via - estrutura consideradas nas análises realizadas.

Quadro 1.5 Valores característicos das leis de comportamento longitudinal da ligação via - estrutura considerada nas análises numéricas (adaptado de Ruge et al., 2004)

Acção analisada	Aterro	Tabuleiro	Tensão máxima determinada
Frenagem	20 kN/m/m de via; u=2,0 mm	60 kN/m/m de via; u=2,0 mm	σ_B
Temperatura	20 kN/m/m de via; u=2,0 mm	20 kN/m/m de via; u=2,0 mm	$\sigma_{T,u}$
	20 kN/m/m de via; u=2,0 mm	60 kN/m/m de via; u=2,0 mm	$\sigma_{T,b}$

A variação de temperatura uniforme foi avaliada considerando dois cenários no que respeita à resistência longitudinal da ligação via - estrutura, um considerando a via “descarregada”, outro em que a via foi considerada “carregada” sobre o tabuleiro e “descarregada” sobre os aterros adjacentes.

Todas as variantes do caso de estudo foram analisadas com recurso a metodologias numéricas não-lineares, onde os autores referem com especial interesse a forma como é efectuada a determinação dos efeitos totais na via.

Os autores do referido estudo deram especial atenção à determinação dos efeitos globais, pelo que efectuaram a determinação dos efeitos globais quer através de análises não-lineares incrementais, quer por sobreposição linear das componentes individuais resultantes das análises não-lineares, como indicado na expressão (1.6):

$$\sigma = \sigma_B + \sigma_{T,b}. \quad (1.6)$$

A sobreposição linear das tensões determinadas com base em análises não-lineares, apesar da regulamentação o permitir, não permitem a avaliação exacta dos efeitos resultantes da combinação das várias acções.

As análises referidas permitiram aos autores concluir que:

- i) As tensões normais totais determinadas por sobreposição linear dos efeitos resultantes das análises não-lineares separadas da temperatura e da frenagem, considerando a via sobre o tabuleiro carregada, resultam em valores superiores aos determinados com base em análises não-lineares sequenciais;
- ii) As análises não-lineares sequenciais, na qual a primeira etapa da análise da variação de temperatura uniforme sobre o tabuleiro considerando a resistência longitudinal correspondente à situação de via descarregada, e a segunda etapa na análise não-linear da frenagem considerando a resistência longitudinal ao deslizamento relativo entre a via e o tabuleiro de via carregada, resultaram em valores de tensão normal nos carris inferiores aos que resultam do mesmo tipo de análise, mas considerando na primeira etapa a resistência longitudinal da ligação via - estrutura correspondente à via carregada;
- iii) As tensões na via são uma função do comprimento de dilatação do tabuleiro e da rigidez longitudinal da subestrutura;
- iv) A realização de uma análise não-linear sequencial, com a análise da variação de temperatura uniforme sobre o tabuleiro considerando a resistência longitudinal da ligação via - estrutura correspondente à via descarregada numa primeira etapa, seguida da alteração dessa mesma resistência para a situação de via carregada com posterior análise da frenagem é uma tarefa muito complexa.

Tal como a EN1991-2 (2003), a norma espanhola IAPF (2003) especifica a retracção e fluência do betão armado como uma das acções a considerar na análise da interacção via – estrutura, não referindo contudo a forma como esta deverá ser incluída nos cálculos.

Em 2004, Sanguino e González, apresentaram um estudo no qual analisaram a forma como a retracção e a fluência deveriam ser combinadas com as restantes acções regulamentares, considerando estes autores que a retracção e a fluência apenas deverão ser consideradas a partir do momento da soldadura do carril de barras longas soldadas (BLS), sendo esta assimilada a um decréscimo de temperatura uniforme equivalente.

No que se refere às deformações totais do tabuleiro por retracção e fluência estas podem atingir valores da ordem de $\varepsilon \approx 10^{-3}$, o que equivale a uma descida de temperatura do tabuleiro da ordem dos 100 °C, e que, apesar de diminuírem rapidamente com o passar do tempo, os autores consideram imprescindível a sua consideração na análise da interacção via – estrutura.

No trabalho desenvolvido os autores apresentam um método para a consideração da retracção e fluência conjuntamente com as restantes acções, que consiste numa adaptação da combinação linear de efeitos presente na ficha UIC774-3, a partir do qual são calculadas as variações de tensão normal nos carris.

Como cenários críticos para o carril, os autores consideraram as seguintes situações:

- i) quando é considerado o aumento da variação de temperatura uniforme no tabuleiro e na via, os efeitos da retracção e da fluência são considerados nulos uma vez que se reflectiria num efeito favorável, dado ser equivalente a uma deformação de sentido contrário à primeira;
- ii) a variação de temperatura uniforme equivalente aos efeitos da retracção e da fluência considerada conjuntamente com a variação de temperatura uniforme negativa no tabuleiro e na via, sendo a primeira determinada considerando apenas o período de tempo compreendido entre o momento da soldadura do carril e tempo infinito.

Nesse contexto, o referido trabalho apresenta o estudo da interacção via – estrutura de um viaduto sobre a estrada nacional N-232, pertencente à linha de alta velocidade Madrid – Saragoza – Barcelona – fronteira francesa, o qual é constituído por um tabuleiro formado por um único troço contínuo, com quatro tramos e uma extensão total de 80,0 m.

Os autores concluíram que as variações de tensão normais máximas absolutas resultam da combinação linear da variação de temperatura uniforme no tabuleiro, da frenagem e do arranque conjuntamente com a flexão do tabuleiro, contudo nunca excedem os valores admissíveis das variações de tensão normal dos carris presentes na IAPF.

É realçado o facto de que, se aos valores máximos forem adicionados as variações de tensão normais máximas resultantes do decréscimo de temperatura uniforme equivalente de -26°C respeitante à retracção e fluência, as variações de tensão normais limites, ainda que de forma ligeira, são excedidas.

Paralelamente, foi realizada a determinação dos efeitos da interacção via – estrutura considerando a variação de temperatura uniforme no tabuleiro e a variação uniforme equivalente à retracção e fluência, como se tratasse apenas de uma acção, posteriormente combinada linearmente com as acções ferroviárias. Verificaram que os valores das variações de tensão normal nos carris totais determinadas desta forma são inferiores aos limites máximos admissíveis.

Concluíram então que a combinação linear das acções considerando a variação de temperatura uniforme e a retracção e fluência como sendo duas acções analisadas de forma

independente, dá resultados excessivamente conservadores, considerando eles que a forma adequada é a consideração conjunta destas acções.

Ruge et al. (2005) dão continuidade aos trabalhos anteriores e apresentam um estudo sobre a determinação das forças longitudinais nos carris devido à interacção via – estrutura que, para além de considerarem a variação de temperatura uniforme, a frenagem e o arranque, consideram também a carga vertical do tráfego ferroviário.

Os estudos apresentados tiveram origem num estudo realizado sobre um grupo de pontes metálicas ferroviárias francesas, o qual revelou que as tensões de compressão nos carris por deformação vertical do tabuleiro excediam os 20,00 *MPa* (Ruge et al., 2005).

Os autores aprofundaram a investigação anteriormente desenvolvida alargando o estudo da interacção via - estrutura a casos solicitados pela carga vertical e a caso de vias em lajes de betão ou vias onde ocorre o congelamento do balastro no inverno.

O caso analisado e apresentado é constituído por um tabuleiro de um único troço isostático com 60,0 *m* de comprimento, sobre o qual se desenvolve uma via contínua caracterizada por uma ligação via - estrutura definida em conformidade com a EN1991-2 (2003).

A análise da interacção via – estrutura do caso descrito, foi realizada considerando as acções da variação de temperatura uniforme no tabuleiro, da frenagem e do modelo de cargas verticais. A acção da variação da temperatura uniforme e a frenagem foram consideradas com reversibilidade de sinal.

A variação de temperatura foi aplicada à estrutura, considerando a resistência longitudinal da ligação via – estrutura no cenário de via descarregada. A consideração do cenário de inverno, levou os autores a adoptar a lei elasto-plástica de resistência longitudinal ao deslizamento relativo entre a via e a estrutura regulamentar, mas para a situação do balastro congelado. A determinação dos efeitos de interacção via - estrutura resultantes das acções ferroviárias, foi realizado considerando a via carregada sobre o tabuleiro e descarregada sobre os aterros adjacentes.

Com base nas análises realizadas, é referido que é a variação de temperatura uniforme a acção que mais contribui para o valor máximo da variação da tensão normal nos carris.

Registaram ainda que, no cenário de Inverno, a ligação via - estrutura é caracterizada por uma maior rigidez o que consequentemente conduz ao aumento das variações de tensão normal na via.

Os autores concluíram que para o caso analisado, as variações de tensão normal máximas nos carris resultam da sobreposição linear da variação de temperatura uniforme negativa, carga vertical e frenagem sobre a extensão do tabuleiro, de que resultou a tensão máxima de compressão de $-73,35 \text{ MPa}$, ligeiramente superior ao limite regulamentar e ocorre a meio vão do tabuleiro. No apoio fixo do tabuleiro registou-se uma tensão de compressão de $-60,52 \text{ MPa}$.

A variação de tensão máxima de tracção registada foi de $+135,70 \text{ MPa}$ sobre o apoio móvel do tabuleiro e excede a variação de tensão máxima admissível de $+92,00 \text{ MPa}$ indicada na regulamentação europeia.

Os autores realçam o facto da Deutsche Bahn (DB-AG) permitir a consideração de um acréscimo de $20,00 \text{ MPa}$ na variação de tensão normal de tracção máxima admissível, ou seja, igual $+112,00 \text{ MPa}$ nos casos em que as análises realizadas tiveram em consideração os efeitos do modelo de carga vertical na avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura. Ainda assim, os autores referem o facto do caso analisado não satisfazer o referido critério de segurança.

Os autores desenvolveram um conjunto de análises não-lineares mais complexas, sequenciais, tendo as variações de tensão normal nos carris totais sido inferiores aos valores máximos admissíveis, sendo a variação de tensão normal nos carris de tracção igual a $+86,20 \text{ MPa}$.

1.3 OBJECTIVOS E CONTEÚDO DA TESE

O interesse demonstrado por parte da comunidade técnica e científica internacional em torno do tema da interacção via – estrutura e a sua importância na concepção estrutural de obras de arte ferroviárias foram factores fundamentais na selecção do tema da presente dissertação.

Um dos objectivos do presente trabalho consiste na interpretação dos aspectos regulamentares presentes na regulamentação europeia, designadamente a EN1991-2 (2003), desde as acções a considerar aos critérios de segurança, passando pelas metodologias de análise da interacção via - estrutura.

No presente trabalho pretende-se desenvolver um conjunto de aplicações práticas das metodologias regulamentares de modo a avaliar o seu desempenho e respectivos resultados quando aplicadas a diferentes tipos de estruturas. Por último, pretende-se realizar a aplica-

ção ao estudo da interacção via – estrutura de um caso prático real de um viaduto projectada para a linha de alta velocidade espanhola, com vista a efectuar a verificação de segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura de acordo com a EN1991-2.

A estrutura da presente dissertação é o resultado dos objectivos propostos, encontrando-se o presente trabalho estruturado em seis capítulos, descrevendo-se sumariamente o conteúdo de cada um deles nos parágrafos seguintes.

No presente capítulo, o Capítulo 1, é efectuado o enquadramento do tema da presente dissertação, seguido de uma revisão dos trabalhos de investigação desenvolvidos até ao momento por outros autores, concluindo-se com a presente secção onde são apresentados os objectivos e o respectivo conteúdo da tese de mestrado.

No Capítulo 2, são apresentados os aspectos regulamentares a considerar na análise dos efeitos da interacção via – estrutura presentes na regulamentação europeia, onde são sistematizadas as acções a considerar, nomeadamente as acções verticais e longitudinais associadas ao tráfego ferroviário, as variações de temperatura, os efeitos diferidos das estruturas de betão e outras acções.

Relativamente às acções são ainda referidas as disposições das mesmas a considerar na avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura, indicando também a combinação das acções ou dos efeitos a considerar.

È dado especial ênfase às verificações a efectuar atendendo aos critérios relacionados com a segurança da via, efectuando-se uma breve abordagem sobre os critérios de segurança de alguns países, onde é apresentada um breve comentário às diferenças identificadas.

No Capítulo 3, são apresentadas as diversas metodologias para a avaliação da resposta combinada da via e da estrutura presentes na regulamentação europeia a EN1991-2, nomeadamente as metodologias numéricas e as metodologias simplificadas. Nas metodologias numéricas é dado especial enfoque à modelação da ligação via – estrutura e à sua implementação no programa de cálculo automático SAP2000. No referido capítulo são ainda descritas as metodologias simplificadas para a análise da interacção via – estrutura presentes na EN1991-2.

No Capítulo 4 são apresentadas as aplicações das metodologias numéricas e simplificadas a casos de referência, que permitem avaliar a interacção via - estrutura e verificar a segurança. A aplicação de ambas metodologias de análise aos casos de referência, é seguida de uma análise comparativa entre os resultados obtidos para cada uma delas.

No Capítulo 5 é efectuado o estudo dos efeitos da interacção via – estrutura ao viaduto sobre o Rio Moros, inserida na linha de alta velocidade espanhola entre Segóvia e Valladolid. O estudo é realizado com base na modelação numérica do sistema via – estrutura, o qual foi utilizado para realizar um conjunto de análises de sensibilidade do caso em estudo em relação a um conjunto de parâmetros que participam na interacção via - estrutura. A aplicação ao estudo do viaduto sobre o rio Moros é concluído com a verificação de segurança da via em relação aos efeitos de interacção via – estrutura.

A presente dissertação termina com a apresentação das principais conclusões recolhidas ao longo dos vários capítulos e das aplicações realizadas.

CAPÍTULO 2

ASPECTOS REGULAMENTARES RELATIVOS À INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA

2.1 INTRODUÇÃO

A norma EN1991-2, publicada em Setembro de 2003 pela Comissão Europeia de Normalização (CEN), define as acções a considerar nas obras de arte ferroviárias. Numa secção do capítulo relativo às acções horizontais, intitulado “Combined Response of Track and Structure”, é definido o fenómeno da interacção via – estrutura e todos os seus aspectos regulamentares.

Os princípios gerais relativos à interacção via - estrutura apresentados nas secções seguintes, aplicam-se às vias balastradas de constituição, características e traçado enquadrados nessa norma.

O presente capítulo apresenta o conteúdo regulamentar da EN1991-2, sistematizando as acções e a sua quantificação (2.2), as metodologias de análise (2.3), a disposição das acções sobre o sistema e a forma de combinação dos seus efeitos (2.4) e as verificações de segurança da via (2.5).

2.2 ACÇÕES

Segundo a EN1991-2, a verificação da segurança da via aos efeitos da interacção via - estrutura deverá ser realizada considerando as acções ferroviárias e as deformações do sistema originadas pelas variações de temperatura e pelo comportamento reológico do betão estrutural que constitui os tabuleiros das obras de arte.

O facto das acções permanentes não contribuírem para os efeitos da interacção via - estrutura, deve-se ao faseamento construtivo registado nas obras de arte ferroviárias.

Na generalidade dos casos, dado a continuidade da via de BLS na zona do tabuleiro ser estabelecida decorrido um período de tempo após a conclusão do tabuleiro, a deformação elástica vertical por acção do peso próprio e das restantes cargas permanentes e, no caso de tabuleiros de betão, parte importante da deformação diferida, estas deformações ocorrem de forma livre, motivo pelo qual não são consideradas na determinação dos efeitos de interacção via – estrutura.

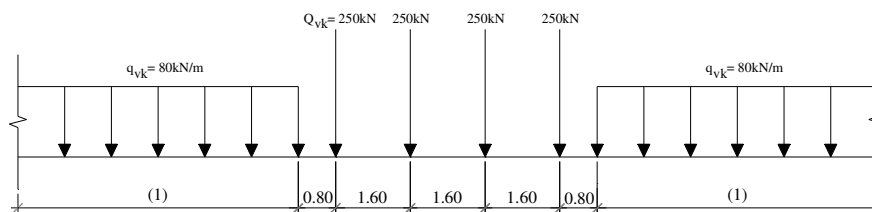
Assim, apenas a deformação diferida do tabuleiro que decorre após o fecho da via sobre o tabuleiro deverá ser considerada na avaliação dos efeitos de interacção sobre o sistema.

2.2.1 Acções de tráfego ferroviário

2.2.1.1 Sobrecargas

As acções verticais indicadas na EN1991-2 para a determinação dos efeitos da interacção via – estrutura, consistem em três modelos de carga, o LM71, o SW/0 e o SW/2, apenas na sua componente estática. A consideração dos modelos de carga “HSLM” e o “comboio descarregado” é facultativa.

O arranjo das cargas verticais do modelo de carga LM71 é representado na Figura 2.1, sendo este constituído por um grupo de quatro forças pontuais de valor característico de 250 kN (Q_{vk}) igualmente espaçadas, associadas a duas cargas uniformemente distribuídas, adjacentes às anteriores, com um comprimento ilimitado e de valor característico de 80 kN/m (q_{vk}).



(1) – Comprimento ilimitado

Figura 2.1 Modelo de carga LM71 (adaptado da EN1991-2)

O modelo de carga LM71 deve ser considerado com o valor característico das cargas multiplicado por um factor α , o que permite a flexibilização do modelo de carga LM71, ou seja, a simulação da circulação de tráfego ferroviário com efeitos superiores ou inferiores ao do modelo de carga representado na Figura 2.1. Segundo a EN1991-2, o factor α pode tomar o valor de 0,75, 0,83, 0,91, 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46.

Os modelos de carga SW/0 e SW/2 definidos na EN1991-2, visam complementar os efeitos retratados pelo modelo de carga LM71, simulando casos de carga particulares que o modelo LM71 não retrata, nomeadamente os efeitos estáticos das acções verticais de tráfego ferroviário em obras de arte contínuas e o efeito estático das acções verticais de tráfego ferroviário pesado, respectivamente.

Todas as obras de arte com tabuleiro contínuo deverão ser submetidas ao modelo de carga LM71 e adicionalmente ao modelo de cargas SW/0.

A Figura 2.2 ilustra o arranjo das cargas que constitui os modelos de carga SW/0 e SW/2, cujos valores característicos das cargas e a geometria são definidos no Quadro 2.1.

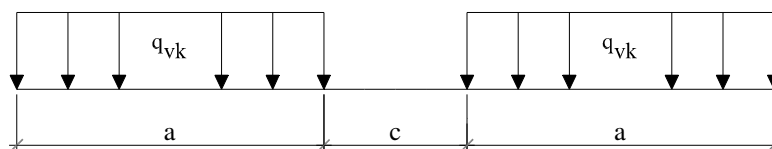


Figura 2.2 Modelo da carga SW/0 e SW/2 (adaptado da EN1991-2)

Quadro 2.1 – Valores característicos das cargas verticais e geometria dos modelos SW/0 e SW/2

Modelo de carga	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

O modelo de carga SW/0 poderá ser classificado, ou seja, os valores característicos das cargas multiplicados pelo factor α , como descrito anteriormente para o modelo de carga LM71.

A consideração do modelo de carga SW/2 deve ser efectuada apenas quando exigido pelas autoridades competentes.

2.2.1.2 Arranque e frenagem

De acordo com a EN1991-2, a análise da interacção via – estrutura deverá ser realizada considerando as acções de arranque e frenagem.

Os valores característicos das acções de arranque e frenagem são associadas aos modelos de carga das acções verticais de tráfego ferroviário, e considerados como uniformemente distribuídas sobre um determinado comprimento $L_{a,b}$, aplicados no topo dos carris e na direcção longitudinal da via. O sentido de aplicação das forças longitudinais de arranque e frenagem é definido pelo sentido de circulação dos comboios.

Os valores característicos da acção longitudinal de arranque definidos na EN1991-2, para os modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2 devem ser determinados da seguinte forma:

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \leq 1000 \text{ (kN)}. \quad (2.1)$$

A expressão anterior pressupõe um comprimento de aplicação, $L_{a,b}$, com um valor máximo de 30,00m.

A EN1991-2 define os valores característicos da frenagem para os modelos de carga LM71, SW/0 e HSLM por meio da seguinte expressão:

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)} \leq 6000 \text{ (kN)}, \quad (2.2)$$

expressão à qual está associado um comprimento de aplicação máximo de 300,00m.

Dado o modelo de carga SW/2 simular o tráfego pesado, os valores característicos de frenagem são distintos dos resultantes da aplicação da expressão (2.2), e são determinados a partir da seguinte expressão:

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} \times L_{a,b} \text{ (m)}. \quad (2.3)$$

As acções longitudinais de tráfego referentes aos modelos de cargas LM71 e SW/0, deverão ser consideradas em conformidade com as acções verticais, ou seja, os seus valores característicos deverão ser multiplicados pelo factor α , referido na secção 2.2.1.1.

Em linhas ferroviárias onde se preveja que circule tráfego cujas composições possam ter comprimento superior a 300,00 m, os efeitos da frenagem deverão obedecer a requisitos adicionais especificados nos Anexos Nacionais ou nas especificações de projecto.

Na presença de tráfego especial (por exemplo, linhas exclusivamente para tráfego de passageiros de alta velocidade), as forças longitudinais de arranque e frenagem podem ser

consideradas iguais a 25% da soma das cargas por eixo dos comboios reais que actuam no comprimento de influência do elemento estrutural considerado, com o valor máximo de 1000kN para o arranque (Q_{lak}) e 6000kN para a frenagem (Q_{lbk}).

2.2.1.3 Disposição das acções

A análise da interação via - estrutura deve ser realizada considerando as acções ferroviárias descritas nos pontos anteriores, dispostas e combinadas de modo a maximizar os efeitos desfavoráveis. Por outro lado, a disposição das acções cuja actuação resulte em efeitos favoráveis não deve ser considerada na determinação dos efeitos da interação via – estrutura.

A EN1991-2 define um conjunto de regras para a aplicação e disposição dos diferentes modelos de carga vertical a considerar sobre o sistema. Assim:

- i) Em obras de arte com uma via, a aplicação do modelo de carga LM71 é realizada considerando quatro cargas concentradas (Q_{vk}) dispostas como ilustrado na Figura 2.1, conjuntamente com um qualquer número de cargas uniformemente distribuídas (q_{vk});
- ii) A aplicação dos modelos de carga SW/0 e SW/2, independentemente do número de vias sobre o tabuleiro são aplicados uma vez por via;
- iii) Em obras de arte com duas vias, o modelo de carga LM71 ou SW/0 deve ser disposto como actuando em uma ou nas duas vias;
- iv) As obras de arte com três ou mais vias, devem ser analisadas considerando o modelo de carga LM71 ou SW/0, disposto sobre uma das vias, duas das vias ou então em todas as vias mas com os respectivos valores característicos reduzidos em 25%;
- v) O modelo de carga SW/2, independentemente do número de vias sobre o tabuleiro, é aplicado apenas em uma das vias;
- vi) As obras de arte com mais de uma via e em que seja necessário considerar a circulação de tráfego pesado, simultaneamente com o modelo de carga SW/2, deve ser disposto sobre uma das outras vias o modelo de carga LM71 ou o SW/0, de acordo com as regras já enunciadas para a disposição dos mesmos.

Em obras de arte com duas ou mais vias, os efeitos máximos de interação via – estrutura resultam da actuação conjunta da frenagem numa das vias e o arranque numa das outras. No caso de duas ou mais vias serem percorridas por tráfego ferroviário com o

mesmo sentido de circulação, é necessário considerar o cenário de duas das vias se encontrarem solicitadas longitudinalmente pela frenagem ou pelo arranque.

Aquando da análise do sistema via – estrutura, a EN1991-2 recomenda que as acções longitudinais de arranque e frenagem não sejam dispostas sobre os aterros adjacentes à estrutura, a menos que seja realizada a análise de diferentes cenários de carga, nomeadamente da actuação das acções longitudinais sobre o aterro, na entrada, na passagem e na saída das acções sobre a estrutura.

A disposição simultânea no sistema das cargas verticais e da frenagem e/ou arranque deve ser realizada em correspondência posicional, ou seja, a frenagem e arranque deverá ser aplicada onde considerada a presença do comboio de cargas.

2.2.2 Variação de temperatura

A exposição da estrutura às condições ambientais, induz nas secções transversais da estrutura uma distribuição, em geral não-linear, da temperatura.

A acção da variação de temperatura, simplificada, pode ser simulada por meio da actuação conjunta de três componentes: uniforme, diferencial e não-linear, como ilustrado na Figura 2.3.

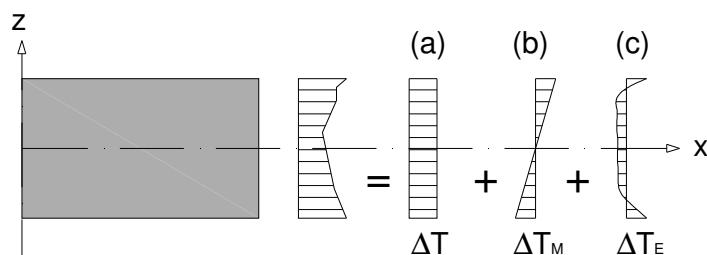


Figura 2.3 Componentes do diagrama da temperatura (adaptado da EN1991-1-5)

Em termos regulamentares, as regras e recomendações para a determinação dos valores característicos da acção da variação de temperatura a considerar em estruturas são definidas na pré-norma prEN1991-1-5 (2003).

Em relação à componente diferencial vertical da acção da temperatura em obras de arte, a prEN1991-1-5 apresenta duas metodologias, uma não-linear e outra com uma distri-

buição linear simplificada, sendo a metodologia a adoptar em cada país a indicada no Anexo Nacional (NA).

Na presente trabalho, apenas é descrita a variação de temperatura diferencial com distribuição linear.

2.2.2.1 Na estrutura

A metodologia simplificada da distribuição linear de temperatura presente na prEN1991-1-5, baseia-se na consideração conjunta de um diagrama uniforme e de um diagrama diferencial de temperatura equivalente.

a) Variação de temperatura uniforme

A componente uniforme da variação de temperatura é responsável pela deformação longitudinal do tabuleiro, que quando impedida ou restringida induz um estado de tensão axial.

O valor da componente uniforme da temperatura é determinado segundo a expressão:

$$\Delta T = T_{e,max} - T_{e,min} \quad (2.4)$$

onde $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ são, respectivamente, a temperatura uniforme da obra de arte máxima e mínima, determinadas em função da tipologia da secção transversal do tabuleiro e da temperatura ambiente para o local de implantação, informação contida nos Anexos Nacionais da EN1991-1-5.

A variação uniforme de temperatura no tabuleiro é a diferença entre a temperatura máxima a que a obra de arte estará sujeita ao longo da sua vida útil e a temperatura de referência, T_0 , que é a temperatura do tabuleiro aquando da fixação do carril.

A EN1991-2 especifica que a análise da interação via – estrutura deve ser realizada considerando a actuação dos valores característicos da variação uniforme de temperatura, ΔT , indicados na EN1991-1-5 ou nos Anexos Nacionais. Em alternativa, pode ser considerado o valor característico de $\pm 35^\circ\text{C}$ ou outros valores presentes em Especificações Técnicas do Projecto.

b) Variação diferencial de temperatura

A actuação de uma variação diferencial linear de temperatura na estrutura é responsável pela ocorrência de rotações, que quando restringidas resultam em momentos flectores na secção transversal do tabuleiro e reacções de apoio.

A variação diferencial de temperatura é simulada através de uma variação diferencial equivalente, aplicada no plano vertical da secção transversal entre a face superior e inferior do tabuleiro da obra de arte, caracterizadas por $\Delta T_{M,heat}$ e $\Delta T_{M,cool}$, cujos valores são definidos no Anexo Nacional da prEN1991-1-5 e tomam os valores indicados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 Valores característicos da variação diferencial de temperatura (adaptado da prEN1991-1-5)

Tipo de Tabuleiro	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Tabuleiro metálico	18	13
Tipo 2: Tabuleiro misto aço – betão	15	18
Tipo 3: Tabuleiros de betão armado:		
- secção caixão	10	5
- secção vigada	15	8
- laje de betão	15	8

Os valores presentes no Quadro 2.2 são referentes a obras de arte com um recobrimento superior do tabuleiro de 50mm, pelo que para espessuras superiores os valores da variação diferencial da temperatura deverão ser multiplicados pelo factor k_{sur} indicado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 Valores recomendados do factor k_{sur} (adaptado da prEN1991-1-5)

k_{sur} para obras de arte pedonais, rodoviárias e ferroviárias						
Recobrimento [mm]	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$
Sem recobrimento	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Membrana de impermeabilização	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Balastro (750mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

Esta metodologia considera uma distribuição não – linear de temperatura, que incorpora já a componente diferencial linear e não – linear, ilustradas na Figura 2.3 (b) e (c) respectivamente.

2.2.2.2 Na via

A acção da variação de temperatura na via que interessa à análise da interacção via – estrutura corresponde a uma variação uniforme de temperatura nos carris, a qual induz um estado de deformação e tensão que, em último caso, poderá culminar na instabilidade da via ou na rotura dos carris.

Apesar da EN1991-2 (2003) não conter uma referência clara do valor característico da variação uniforme da temperatura a considerar nos carris, a ficha UIC774-3 define para a respectiva grandeza o valor característico de $\pm 50^{\circ}\text{C}$ e limita a $\pm 20^{\circ}\text{C}$ a diferença entre a variação uniforme de temperatura que actua no tabuleiro e na via.

2.2.3 Acções devidas aos efeitos reológicos do betão

Nas estruturas de betão armado verificam-se dois efeitos reológicos que interessam considerar na avaliação da interacção via – estrutura, a retracção e a fluência.

A retracção do betão é um efeito que resulta da secagem e evaporação da água do betão e define-se como uma variação de volume no tempo ou como uma extensão do betão a temperatura constante, quando este não se encontra sujeito a qualquer tensão externa.

A fluência é definida como a deformação de um dado material que se processa no tempo sob tensão constante e para uma dada temperatura.

As estruturas de betão sob o efeito da fluência caracterizam-se por registarem um incremento das deformações no tempo sob a actuação de cargas permanentes constantes.

A determinação da retracção do betão deverá ser realizada como indicado na prEN1992-1-1, cujo efeito é simulado por uma variação de temperatura uniforme equivalente.

2.2.4 Outras acções

Além das acções ferroviárias e das acções ambientais, a EN1991-2 define um outro conjunto de acções que importa considerar na análise da interacção via - estrutura. As referidas acções visam simular eventuais cenários acidentais ou de manutenção a que o sistema via – estrutura poderá ser sujeito durante o seu período de vida útil, como é o caso da rotura de um carril ou o levantamento do tabuleiro para a substituição dos aparelhos de apoio, respectivamente.

No que se refere à rotura acidental de um carril, a EN1991-2 remete para as autoridades nacionais dos diversos países a sua especificação.

Neste contexto, Wouts (2006) refere que a acção acidental da rotura de um carril deve ser considerada como a rotura de um carril de uma das vias, devendo nestes casos ser garantida a segurança de circulação do tráfego ferroviário.

2.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE

2.3.1 Introdução

A EN1991-2 apresenta duas metodologias de análise da interacção via – estrutura, a metodologia de análise numérica e a metodologia simplificada, ambas desenvolvidas no Capítulo 3 do presente trabalho.

A metodologia de análise numérica é realizada com recurso a um modelo de elementos finitos que simula o sistema via – estrutura e que permite a avaliação da tensão normal nos carris, dos deslocamentos e das reacções de apoio do tabuleiro.

As metodologias simplificadas, são válidas para um conjunto restrito de sistemas via - tabuleiro e sem necessidade de recorrer a modelos de elementos finitos do sistema via – estrutura, permitem efectuar a verificação da segurança da via e determinar as reacções de apoio do tabuleiro para as várias acções a considerar.

2.4 EFEITO COMBINADO DAS DIVERSAS ACÇÕES

A EN1991-2 permite que os efeitos totais sejam obtidos de duas formas distintas, uma com recurso a uma análise não-linear sequencial e outra com recurso à sobreposição linear dos efeitos individuais de cada acção.

As forças longitudinais totais nos carris e nos aparelhos de apoio do tabuleiro, são determinadas considerando a combinação de acções definida pela expressão seguinte:

$$F_L = \sum \psi_{0i} \cdot F_{Li}, \quad (2.5)$$

em que F_L é a força longitudinal total, F_{Li} é a força longitudinal para a acção i e ψ_{0i} é o factor de combinação essa acção, que para a determinação das reacções de apoio são definidos na Tabela A2.3 da EN1990-AnnexA2, enquanto que para a determinação das forças nos carris tomam o valor unitário.

2.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação de segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura visa assegurar a estabilidade e a integridade estrutural da via em serviço e consiste no controlo da variação da tensão normal nos carris e na limitação dos deslocamentos longitudinais e dos deslocamentos verticais relativos da estrutura.

Em vias constituídas por barras longas soldadas (BLS) interrompidas por aparelhos de dilatação (AD) sobre uma ou duas extremidades do tabuleiro, além dos estados limites referidos no parágrafo anterior, é fundamental controlar o deslocamento longitudinal total do tabuleiro por forma a que a sua grandeza não exceda a amplitude máxima admissível, em que esta última é definida pela amplitude máxima de deslocamento do AD.

A aplicabilidade dos critérios de segurança presentes na EN1991-2, limita-se a vias sobre balastro e que adicionalmente satisfaçam um conjunto de condições relativas a facto-

res que intervêm na estabilidade e segurança à rotura da via balastrada, nomeadamente, a secção transversal e respectiva tensão limite elástica do material constituinte do perfil, o tipo e respectivo afastamento das travessas, a espessura do balastro e as características em planta do traçado da via (ERRI D202).

2.5.1 Estado limite da variação de tensão normal nos carris

O controlo das variações de tensão normal no carril é o principal critério de segurança da via aos efeitos da interacção, dado que consiste no controlo directo da estabilidade e integridade estrutural da via e logo da segurança da circulação dos passageiros.

A variação de tensão normal total nos carris da via, resultado da interacção via - estrutura devido a todas acções definidas na secção 2.2, não deverá exceder os seguintes valores:

- i) Em compressão, -72 N/mm^2 ;
- ii) Em tracção, $+92 \text{ N/mm}^2$.

Segundo a EN1991-2, os valores limite anteriores são válidos para vias com carris de perfil UIC60 caracterizados por uma tensão limite elástica com o valor mínimo de 900 N/mm^2 , fixos em travessas de betão com um afastamento máximo entre si de $0,65 \text{ m}$, assentes sobre uma camada de balastro com uma espessura mínima sob a travessa de $0,30 \text{ m}$, e que, em caso de traçado curvo em planta, o raio seja igual ou superior a 1500 m .

Os critérios de segurança apresentados anteriormente não são consensuais entre as várias autoridades dos vários países europeus. Refira-se por exemplo, que as autoridades Espanholas e Alemãs, contrariamente à EN1991-2, apesar de terem adoptado os valores admissíveis anteriores, consideram que a sobrecarga vertical do tráfego ferroviário não integra o conjunto de acções a considerar na determinação dos efeitos da interacção via – estrutura.

Apesar da solução de via sobre laje de betão não ser do âmbito da EN1991-2, assim como do presente trabalho, a título informativo e como referido por Dutoit (2003), face à ausência do fenómeno de instabilidade em vias sob lajes de betão, pode considerar-se que a variação da tensão normal admissível nos carris para via betonada é de $\pm 92 \text{ N/mm}^2$, para a tracção e para compressão, respectivamente.

2.5.2 Estados limites de deformação da estrutura

O controlo das deformações da estrutura tem por objectivo evitar a desconsolidação excessiva do balastro, consequente degradação das características da via e a flexão excessiva da via, controlando de forma indirecta a estabilidade e a rotura dos carris.

A limitação dos deslocamentos verticais da face superior da estrutura visa o controlo indirecto das tensões de flexão nos carris da via.

Assim, segundo a EN1991-2, os deslocamentos da estrutura não deverão exceder os seguintes valores admissíveis:

- i) O deslocamento longitudinal relativo entre dois tabuleiros, ou, entre o tabuleiro e o encontro adjacente, δ_B , devido às acções longitudinais de arranque e frenagem deverá ser igual ou inferior a: 5 mm para carris BLS sem AD ou com um AD sobre uma das extremidades do tabuleiro; 30 mm para carris BLS com AD sobre ambas as extremidades do tabuleiro, sendo o balastro contínuo sobre as juntas da estrutura; são permitidos deslocamentos superiores a 30 mm, caso a camada de balastro possua uma junta de movimento coincidente com a junta do tabuleiro;
- ii) O deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido às acções verticais de tráfego (até duas vias carregadas com o LM71 ou, quando aplicável, o SW/0), δ_H , deverá ser igual ou inferior a: 8 mm quando é considerada a interação via – estrutura no modelo de análise, ou 10 mm nos casos em que a interação via – estrutura não é considerada na respectiva avaliação;
- iii) O deslocamento vertical relativo entre dois troços de tabuleiro sucessivos, ou entre o troço de tabuleiro e o encontro, devidos a todas as acções variáveis não deverá exceder os 2 mm para uma velocidade máxima da linha superior a 160 km/h, ou, 3mm para uma velocidade máxima da linha até 160 km/h.

A regulamentação actualmente em vigor em Espanha para o projecto de pontes ferroviárias a IAPF (2003), especifica critérios de segurança suplementares e/ou com valores limites distintos dos que constam da regulamentação europeia EN1991-2, nomeadamente:

- i) O deslocamento longitudinal relativo máximo entre a via e o tabuleiro devido às acções longitudinais de arranque e frenagem deverá ser igual ou inferior a 4mm;
- ii) O deslocamento longitudinal absoluto máximo de cada extremidade do tabuleiro e/ou o deslocamento relativo entre dois tabuleiros sucessivos devido à

frenagem e ao arranque, não deverá exceder 5 mm, se a via é contínua sobre essa extremidade, nem 30 mm, se a via tiver um aparelho de dilatação (AD);

- iii) O deslocamento longitudinal relativo da face superior do tabuleiro entre dois tabuleiros ou entre o tabuleiro e o encontro sob uma via contínua devido às acções verticais de tráfego, à frenagem e ao arranque e ao diferencial térmico, δ_H , deverá ser igual ou inferior a 8 mm;
- iv) O deslocamento vertical relativo entre dois tabuleiros consecutivos, ou entre o tabuleiro e o encontro, assume os limites presentes na EN1991-2, contudo as acções variáveis a considerar na determinação do mesmo deverão ser afectadas do respectivo coeficiente dinâmico;
- v) O deslocamento longitudinal do tabuleiro devido a uma variação diferencial de temperatura diária de 5°C não deverá exceder os 13 mm, que no caso de dois tabuleiros consecutivos este limite corresponde à soma dos deslocamentos longitudinais entre de ambos os tabuleiros.

Note-se que os critérios anteriores são aplicáveis para os requisitos indicados na secção (2.5), e que são coincidentes com os constantes na ficha UIC 774-3(2001).

2.5.3 Estado limite do sistema de fixação dos carris

Em vias constituídas por carris aparafusados directamente na laje de betão, as forças de levantamento nas fixações dos carris e respectivos sistemas de fixação deverão ser verificadas aos estados limites relevantes, inclusive o de fadiga.

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO E ANÁLISE DA INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA

3.1 INTRODUÇÃO

A determinação dos efeitos da interacção via - estrutura às acções variáveis, dependendo das características do sistema, pode ser feita com recurso a metodologias numéricas e simplificadas, ambas enquadradas regulamentarmente pela EN1991-2.

As metodologias numéricas implicam a modelação do sistema via – estrutura (3.2), a qual simula o comportamento dos diversos elementos intervenientes nomeadamente da via, da estrutura e da ligação entre ambas. Nesse sentido são descritos no presente capítulo os princípios gerais que orientam a realização dessa modelação, nomeadamente a configuração estática do sistema e o comportamento do interface via – estrutura.

As metodologias numéricas (3.3) aplicadas na análise da interacção e apresentadas neste capítulo, que podem ser mais complexas ou mais simples, aplicam-se a sistemas via – estrutura correntes, ou seja, que satisfazem os requisitos de aplicabilidade dos princípios da EN1991-2. Neste capítulo é apresentada a implementação de uma análise de interacção no programa de cálculo automático SAP2000.

Por outro lado, as metodologias simplificadas (3.4) permitem verificar da segurança da via, sem recurso à elaboração de modelos de elementos finitos. A principal vantagem é assim a simplicidade de aplicação e o tempo que é necessário despende.

Estas metodologias permitem a verificação da segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura e a determinação dos efeitos da componente da estrutura, nomeadamente as reacções de apoio e os deslocamentos do tabuleiro.

Nas secções seguintes são apresentadas as metodologias simplificadas enquadradas regulamentarmente pela EN1991-2, as quais são aplicáveis a tabuleiros de um único troço, isostáticos ou contínuos, e a tabuleiros formados por uma sequência de troços sucessivos.

3.2 MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA - ESTRUTURA

3.2.1 Descrição geral

A análise da interacção via – estrutura requer a realização de modelos que simulem o comportamento da via, da estrutura e da ligação entre ambos. Assim, é necessário proceder à caracterização do sistema via – estrutura, desde a sua configuração estática às propriedades mecânicas dos elementos constituintes.

A resposta combinada da via e da estrutura às acções variáveis desenvolve-se basicamente no plano longitudinal do sistema, facto esse que, na generalidade dos casos, permite a adopção de modelos numéricos simplificados bidimensionais, como ilustrado na Figura 3.1.

O recurso a modelos de elementos finitos tridimensionais na análise da interacção via – estrutura justifica-se nos sistemas via – estrutura em que, pelas suas características torsionais da secção transversal da estrutura e pela excentricidade transversal de cargas, seja expectável a ocorrência de deslocamentos de diferente ordem de grandeza numa mesma secção transversal.

Na Figura 3.1 é apresentado um esquema de um modelo de um sistema via – estrutura corrente.

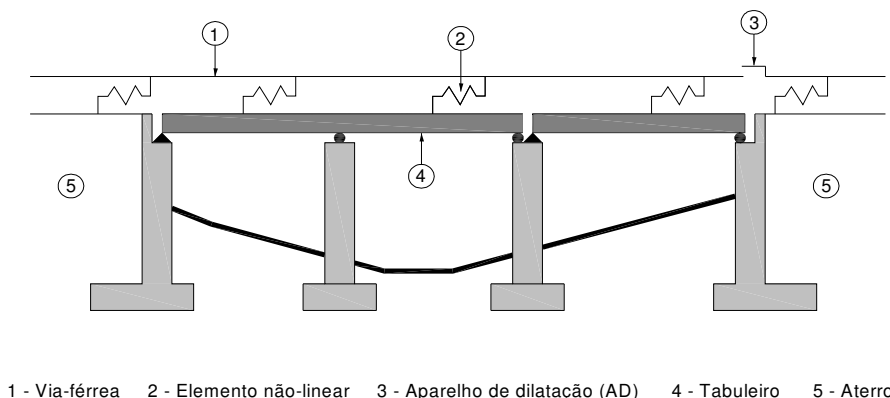


Figura 3.1 Esquema de um modelo para análise da interacção via - estrutura (adaptado da ficha UIC774-3, 2001)

O grau de desenvolvimento do modelo, além dos factores inerentes à estrutura, depende igualmente da constituição, do tipo e traçado em planta da via.

3.2.2 Modelação da via

O modelo da via deverá traduzir com suficiente aproximação o respectivo comportamento, retratando as respectivas propriedades geométricas e mecânicas. Para que tal ocorra deverão ser tidas em consideração as seguintes características: i) tipologia e configuração da via; ii) posicionamento relativo no sistema; iii) presença ou não de aparelhos de dilatação e iv) rigidez axial da via.

O par de carris que constitui a via é em geral modelado por meio de elementos finitos de viga, posicionados ao eixo da via e caracterizados pelas propriedades mecânicas de ambos os carris.

O correcto posicionamento relativo dos elementos que constituem o sistema via - estrutura é um dos factores cruciais para a realização de uma modelação adequada. Assim, a distância relativa entre os centros de gravidade da via e do tabuleiro da estrutura deverá ser respeitada na construção do modelo. De igual modo, em sistemas via - estrutura com duas ou mais vias, o posicionamento transversal de cada uma das vias deverá coincidir com os respectivos eixos geométricos.

A eventual presença de aparelhos de dilatação (AD) na via deverá ser considerada na modelação do sistema, sendo simulados pela interrupção dos elementos de viga que simulam a via.

A ficha UIC774-3 apresenta um conjunto de recomendações para a realização de modelos do sistema via – estrutura. No que se refere a vias-férreas contínuas sobre a transição aterro - estrutura, recomenda o referido documento que o modelo do sistema via - estrutura deverá contemplar um comprimento mínimo de 100,00 m de via sobre o aterro adjacente.

O comprimento recomendável de via sobre aterro a incorporar na construção do modelo depende sobretudo do tipo de suporte da via. Em vias sobre laje de betão, a modelação de um comprimento de 100,00 m de via sobre aterro permite em geral a obtenção de bons resultados, recomendando-se o aumento deste comprimento para 200,00 m no caso de vias balastradas.

Recomenda-se que os elementos finitos de viga que modelam a via deverão ter um comprimento máximo de 2,00 m.

3.2.3 Modelação da estrutura

A modelação da estrutura no âmbito de uma análise da interacção via – estrutura, deverá contemplar a modelação do tabuleiro, dos aparelhos de apoio, de eventuais dispositivos de amortecimento, da estrutura de apoio e respectivas fundações.

A modelação da estrutura com elementos finitos de viga, na generalidade dos casos, resulta numa análise adequada e com suficiente aproximação.

Os elementos de viga que modelam o tabuleiro devem ser caracterizados pelas propriedades físicas dos materiais e pelas propriedades mecânicas da sua secção, designadamente a rigidez à flexão, a rigidez à torção e a rigidez axial do tabuleiro.

A rigidez à flexão do tabuleiro, EI , é um parâmetro fundamental na deformação vertical do tabuleiro, que tem repercussões nas variações de tensão normal nos carris, nas rotações da secção e nos deslocamentos da face superior tabuleiro.

Segundo a ficha UIC774-3, a rigidez axial a considerar no modelo da superestrutura depende da rapidez da solicitação. Assim, para a análise da interacção via – estrutura sob acções longitudinais de actuação rápida, como as acções de arranque e frenagem, é recomendada a consideração do tabuleiro axialmente rígido. No caso de solicitações lentas, como as variações uniformes de temperatura, a superestrutura deverá ser caracterizada pela sua rigidez axial elástica, EA .

Tal como foi referido, para os elementos que modelam a via, o posicionamento altimétrico relativo dos elementos finitos de viga é um aspecto fundamental na elaboração de um modelo relativo à superestrutura. Assim, os elementos finitos de viga devem ser posicionados no centro de gravidade da secção do tabuleiro, conservando a distância relativa ao centro de gravidade da via.

Em termos altimétricos, as distâncias do centro de gravidade do tabuleiro à face superior da secção transversal e ao centro de rotação da secção são parâmetros que intervêm na resposta do sistema via – estrutura, sendo por isso de fundamental relevância a sua adequada consideração na elaboração dos modelos.

Os apoios do tabuleiro influenciam a resposta do sistema na medida em que condicionam a rigidez da estrutura e logo os deslocamentos provocados pelas acções longitudi-

nais. Assim, a realização do modelo deverá contemplar os graus de liberdade, a rigidez e o posicionamento longitudinal, transversal e altimétrico dos aparelhos de apoio.

O modelo da estrutura deve considerar os vários aparelhos de apoio coerentes com os graus de liberdade restringidos, que podem ser do tipo fixos, móveis, móveis com atrito e elásticos.

A modelação dos aparelhos de apoio móveis com atrito, ilustrado na Figura 3.2, deverá ser realizada mediante a consideração de uma rigidez longitudinal proporcional ao nível de carregamento vertical a que estão sujeitos. Na generalidade dos casos, a rigidez longitudinal dos aparelhos de apoio móveis não é considerada na análise da interacção via - estrutura.

Segundo a ficha UIC774-3, a consideração do atrito maximiza os efeitos de interacção na estrutura, e por conseguinte maximiza os esforços horizontais actuantes na subestrutura.

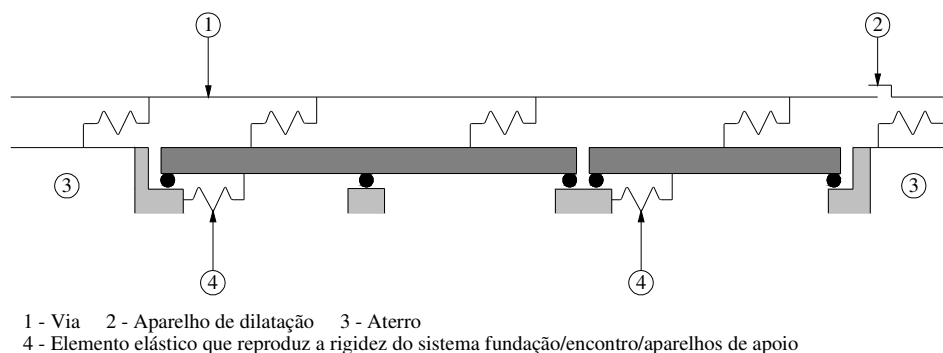


Figura 3.2 Exemplo de um modelo para análise dos efeitos de interacção via – estrutura

O posicionamento dos apoios da superestrutura deve ser realizado no centro de rotação dos mesmos, ligados por elementos finitos de viga rígidos aos elementos finitos viga do tabuleiro.

Para os tabuleiros com elevada rigidez à torção, ou que suportem apenas uma via, a construção do modelo pode ser realizada considerando apenas um apoio que simule os graus de liberdade na direcção longitudinal do conjunto de aparelhos de apoio na secção transversal em questão. Nos restantes casos, o modelo deverá considerar a distribuição transversal dos vários aparelhos de apoio.

No que se refere à subestrutura da obra de arte, a avaliação e consideração da rigidez longitudinal dos elementos que para ela contribuem, é fundamental na resposta combinada da via e da estrutura, dado que este parâmetro controla os deslocamentos longitudinais da superestrutura e intervém na repartição das tensões longitudinais entre a estrutura e a via (Figura 3.3).

A rigidez da subestrutura é definida pela rigidez longitudinal total dos apoios, traduzindo a influência da rigidez do solo de fundação, do tipo de fundação e da rigidez do pilar ou do encontro da obra de arte.

Os pilares e encontros da obra de arte são modelados por elementos finitos de viga 3D, posicionados nos respectivos eixos médios caracterizados pelas respectivas propriedades físicas dos materiais constituintes e das propriedades mecânicas da secção. A modelação dos pilares deverá ser feita considerando a rigidez de flexão da secção do pilar quer no estado elástico, quer no estado fendilhado. Os elementos finitos de viga que simulam o pilar deverão ser ligados ao nó de interface com o solo de fundação por elementos finitos de viga que modelam a fundação, que atendendo à elevada rigidez que a caracteriza, são geralmente modelados com uma rigidez infinita.

A Figura 3.3 apresenta duas secções transversais características de um sistema via – estrutura, uma sobre um apoio e a segunda a meio vão do tabuleiro, onde é representado o modelo de elementos finitos para duas secções tipo, uma sobre o apoio e outra a meio vão.

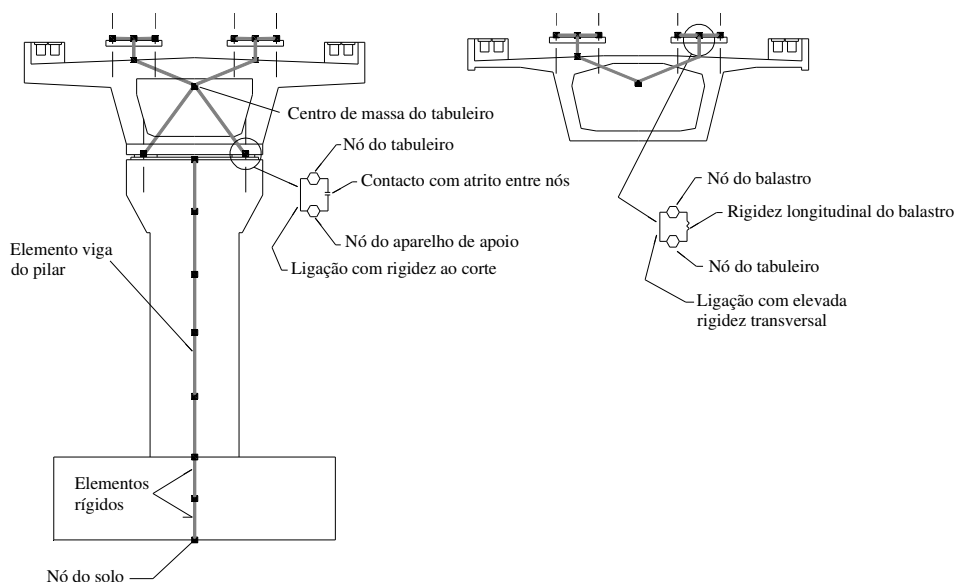


Figura 3.3 Exemplo de duas secções transversais de um sistema via - estrutura com o respectivo modelo para análise dos efeitos de interacção via – estrutura

A rigidez longitudinal global de um apoio do tabuleiro (k), ilustrada na Figura 3.4, deverá traduzir os efeitos de translação (δ_h), rotação (δ_ϕ) e flexão do pilar e/ou encontro (δ_p), assim como da interacção com o solo de fundação. Assim a rigidez dos pilares é definida por:

$$k = \frac{H[kN]}{\sum_i \delta_i[m]} = \frac{H}{\delta_p + \delta_\phi + \delta_h} \quad [3.1]$$

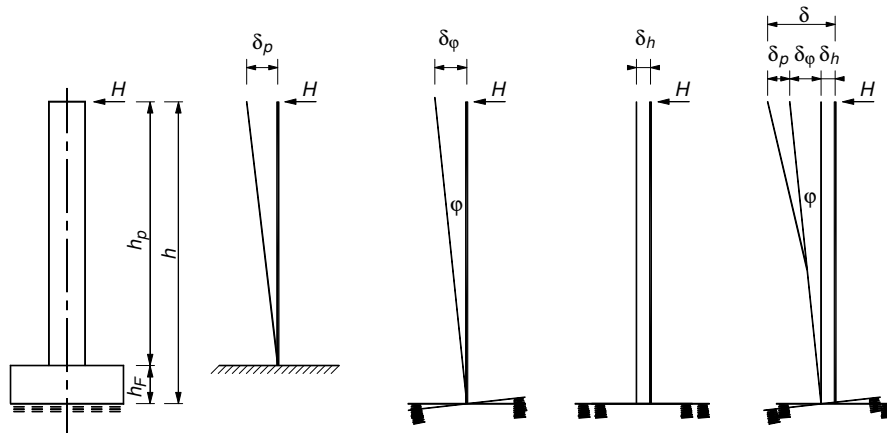


Figura 3.4 Determinação da rigidez longitudinal equivalente da subestrutura (adaptado de UIC774-3, 2001)

A rigidez da fundação é um dos parâmetros fundamentais na avaliação da rigidez da subestrutura, que depende quer do tipo de fundação adoptada (sapata, maciço de estacas, etc.), quer das características mecânicas do solo de fundação.

Atendendo à fendilhação dos elementos de betão armado e à variabilidade das características do solo, a rigidez da subestrutura é caracterizada por alguma variabilidade, a qual deverá ser considerada na elaboração do modelo do sistema via – estrutura.

Face ao anteriormente referido, a ficha UIC 774-3 recomenda a consideração de dois modelos do sistema via – estrutura, considerando respectivamente dois limites para a rigidez da subestrutura. O limite superior da rigidez da subestrutura resulta da consideração de um encastramento perfeito na fundação do pilar, enquanto o limite inferior resulta da consideração da secção fendilhada e da interacção solo – fundação.

Em sistemas via – estrutura correntes, a consideração dos dois valores limites da rigidez longitudinal da subestrutura conduz à obtenção de uma avaliação conservativa das reacções de apoio e da tensão normal nos carris, respectivamente.

As características mecânicas do solo de fundação a considerar dependem da velocidade da solicitação a que a estrutura está sujeita, rápida ou lenta, devendo ser adoptada a rigidez da qual resulte os valores mais conservativos. Aquando da solicitação da obra de arte por parte de uma acção de actuação lenta, deverá ser considerado o módulo de deformabilidade estático. Sob uma acção rápida, o módulo de deformabilidade a considerar deverá ser o dinâmico.

Na generalidade dos sistemas via – estrutura, a rigidez da subestrutura pode ser avaliada separadamente da do tabuleiro, e simplificada por meio de um apoio elástico com uma rigidez global equivalente à rigidez da subestrutura.

3.2.4 Modelação da interface via - estrutura

A ligação via - estrutura é fundamental no estudo da interacção do sistema, uma vez que é responsável pela resposta conjunta da via e do respectivo suporte às acções variáveis que actuam sobre eles.

Esta interacção desenvolve-se devido ao atrito que ocorre no interface via - estrutura, que impede a livre deformação quer da via quer da estrutura e que resulta em variações de tensão normal nos carris da via e reacções de apoio no tabuleiro. Em casos extremos, este acréscimo de tensão nos carris poderá resultar na instabilidade ou na rotura da via.

A análise da resposta combinada da via e da estrutura de acordo com a EN1991-2, uma vez que não interessa determinar a carga crítica da via, é efectuada com modelos simplificados onde o comportamento transversal e torsional do interface via - estrutura são modelados por meio de ligações rígidas, pelo que as características da ligação se resumem à sua resistência longitudinal.

A relação entre os deslocamentos da via e a força aplicada que caracteriza o comportamento longitudinal da via, depende de um grande número de parâmetros, nomeadamente da composição da via, do seu suporte, do nível de manutenção especificado para a via, das imperfeições geométricas, do nível de carga vertical e da frequência das forças aplicadas.

A necessidade de simplificar o estudo da interacção via – estrutura, passou pela simplificação das leis que caracterizam o respectivo comportamento longitudinal da interface, por funções elasto-plásticas, onde a magnitude da resistência, k , é expressa como uma fun-

ção do deslocamento da via, u , relativo à estrutura de suporte (Figura 3.5). A lei de comportamento elasto-plástica preconizada permite representar a resistência da via com simplicidade mas também com a precisão suficiente para o tipo de análises a realizar.

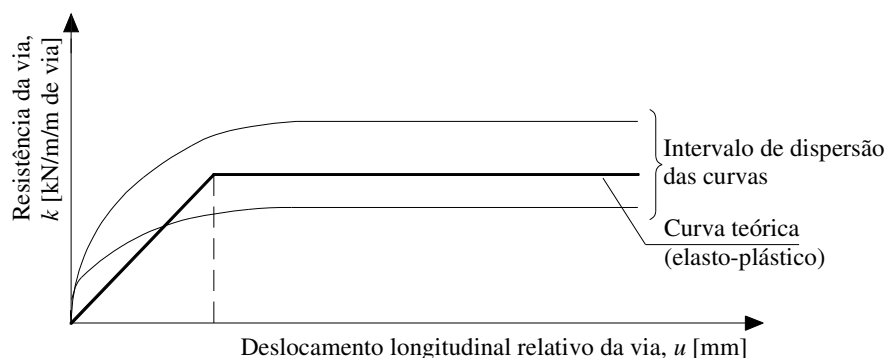


Figura 3.5 Resistência longitudinal do interface da via - estrutura (adaptado do UIC774-3, 2001)

A resistência caracteriza-se por um rápido incremento do seu valor para deslocamentos reduzidos, que após atingido o limite máximo mantém-se constante com o incremento dos deslocamentos.

Nas vias balastradas, a resistência de interface carril – travessa é muito elevada, pelo que a resistência do interface via – estrutura nestas vias é condicionada pela resistência no interface travessa - balastro.

No caso das vias balastradas congeladas ou vias betonadas, é a resistência do próprio sistema mecânico de fixação, da magnitude e da eficiência da acção do aperto que condicionam a resistência do interface via - estrutura.

As vias quando solicitadas pelo tráfego ferroviário, face ao aumento da carga normal no interface, vêem aumentada a resistência longitudinal da via. Atendendo a este facto, a análise da interacção via – estrutura deverá considerar duas leis de comportamento da ligação via - estrutura, uma para o caso da via carregada outra para a via descarregada.

A EN1991-2 especifica um conjunto de leis de comportamento longitudinal da ligação da via à estrutura de suporte, ilustradas na Figura 3.6, para a caracterização da interface via – estrutura, quer para vias sob balastro quer para vias directamente aparafusadas à estrutura. No entanto, não são especificados os valores característicos da resistência máxi-

ma e do deslocamento limite elástico, remetendo para os Anexos Nacionais a definição dos mesmos.

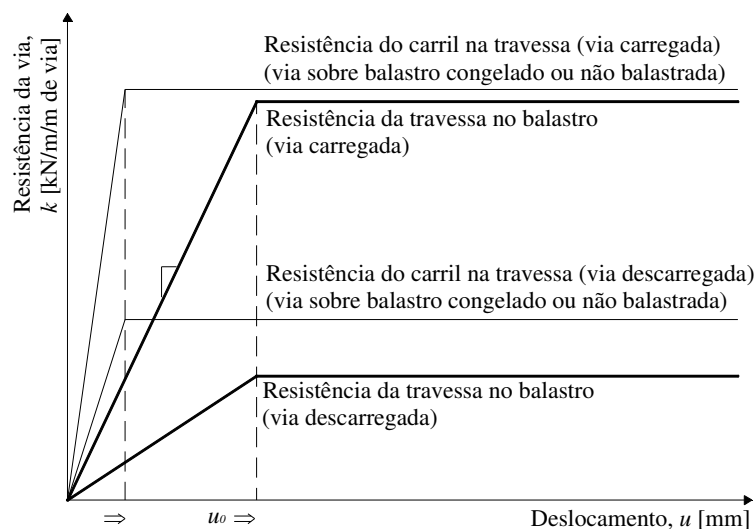


Figura 3.6 Resistência longitudinal k da ligação via – suporte em função do deslocamento longitudinal relativo, u (adaptado da ficha UIC774-3 e da EN1991-2)

A ficha UIC774-3, contrariamente à EN1991-2, define os valores característicos das leis, em função nos níveis de manutenção especificados para a via.

Assim, em vias balastradas com um elevado nível de manutenção, a ficha UIC774-3 define leis de comportamento longitudinal que são caracterizadas por uma resistência máxima de 20 e de 60 kN/m/m de via, para o caso de via descarregada e carregada, respectivamente, cujo deslocamento elástico limite é de 2,0 mm. No caso de existir a possibilidade da camada de balastro congelar, a resistência máxima a considerar é de 40 e 60 kN/m/m de via, para a via descarregada e carregada, respectivamente, tomando o deslocamento elástico limite nestes casos o valor de 0,5 mm.

Para o caso de vias balastradas associadas a um nível médio de manutenção, a resistência máxima, para o caso de uma via descarregada, assume o valor de 12 kN/m/m de via, com um deslocamento elástico limite de 2,0 mm.

Apesar de não ser objecto do presente trabalho, refira-se que a resistência longitudinal das vias em laje de betão, com os carris fixos directamente à laje de betão armado por dispositivos mecânicos, é representada por uma função não-linear, elasto-plástica, coinci-

dindo os valores característicos de resistência e deslocamento com os que caracterizam o caso da via sobre balastro congelado.

A ligação é estabelecida entre os nós dos elementos finitos da via e os nós dos elementos que modelam o tabuleiro ou o aterro contíguo à obra de arte.

Na Figura 3.7, apresenta-se o esquema de um modelo de elementos finitos de viga do sistema via – estrutura onde é ilustrado o posicionamento altimétrico dos elementos representativos do sistema.

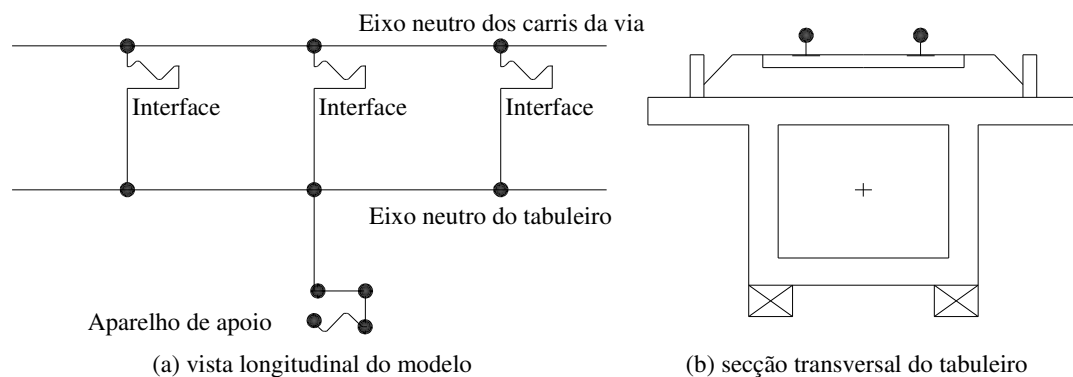


Figura 3.7 – Modelação da estrutura e da via com o posicionamento altimétrico dos respectivos elementos representativos (adaptado da ficha UIC774-3, 2001)

No caso da estrutura suportar duas vias e caso os carris sejam modelados por apenas um alinhamento de elementos de viga, os elementos de ligação elasto-plástico que modelam o interface via – estrutura, em planta, devem ser posicionados na sua projecção, estabelecendo a ligação entre os nós dos elementos de viga que simulam os carris e nós dos elementos de viga rígidos que ligam ao alinhamento de elementos que simulam o tabuleiro, como ilustrado na Figura 3.8.

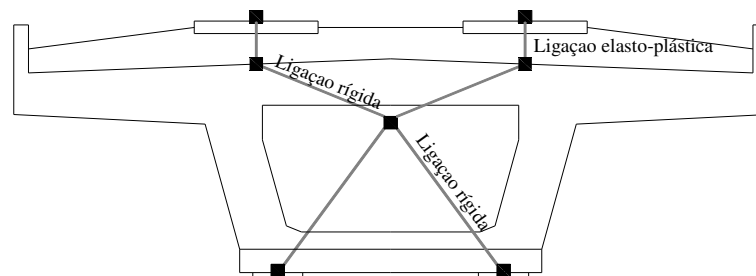


Figura 3.8 Corte transversal do modelo de sistema via – estrutura

3.3 METODOLOGIAS DE ANÁLISE NUMÉRICA

3.3.1 Descrição geral

A avaliação dos efeitos da interacção via - estrutura deve ser efectuada mediante uma análise não-linear. A natureza da acção que actua sobre o sistema determina o tipo de análise não-linear a realizar, estática ou dinâmica.

Para as acções de tráfego ferroviário, de forma geral, a análise do sistema via - estrutura é efectuada considerando as acções aplicadas no modelo de forma estática. As análises a realizar são assim análises não-lineares estáticas, disponíveis em geral nos programas de cálculo automático comerciais.

A análise não-linear estática pode ser realizada com o recurso a metodologias numéricas com distintos graus de complexidade.

A metodologia mais complexa consiste na realização de uma análise não-linear sequencial/incremental, comumente designada por análise “step-by-step”. A presente metodologia é realizada com recurso a um modelo de um sistema via – estrutura evolutivo, o qual permite a aplicação incremental e/ou conjunta das diversas acções simulando diferentes posições das acções do tráfego ferroviário e simultaneamente actualizar de forma automática a lei constitutiva da ligação via – estrutura em função da carga vertical na via, como apresentado em 3.2.4.

Esta metodologia de análise do sistema via – estrutura deverá ter início com a análise do sistema sujeito, em simultâneo, à acção da variação uniforme de temperatura no tabuleiro e na via. Face à natureza das referidas acções, a resistência longitudinal a considerar na ligação via – estrutura corresponde ao seu valor inferior.

No caso da via ser constituída por carris de BLS que se desenvolvam de forma contínua nas transições da sua estrutura de suporte, bem como nos 200 metros adjacentes à estrutura, a consideração da acção da variação uniforme de temperatura sobre a via pode ser dispensada, uma vez que não tem participação na interacção via – estrutura dado a ausência de deslocamentos relativos entre a via e a estrutura.

Após a análise anterior e partindo do estado de tensão e de deformação instalados, dá-se início à análise do sistema via – estrutura solicitado pelas acções do tráfego ferroviário. Como referido nos parágrafos anteriores, a resistência longitudinal considerada no

modelo conjunto da via e da estrutura, sob a posição do carregamento vertical, deve ser actualizada em conformidade com o descrito na secção 3.2.4.

As acções verticais ferroviárias devem percorrer todo o modelo, incluindo a zona dos aterros.

Refira-se que o posicionamento das acções ferroviárias do qual resulta o acréscimo de tensão normal máximo, na generalidade dos casos não é o posicionamento que proporciona os restantes efeitos máximos, obrigando à consideração de várias posições.

A análise não-linear estática completa do sistema via - estrutura, deve ser complementada com análises de cada uma das componentes da acção de tráfego ferroviário, por forma a determinar os deslocamentos longitudinais máximos absolutos do tabuleiro, de modo a verificar os critérios de segurança definidos na EN1991-2 e apresentados na secção 2.5 do presente trabalho.

O presente tipo de análise, exige a modelação da ligação via – estrutura com recurso a elementos que permitam a consideração de ciclos de carga e descarga.

Nos casos em que o programa de cálculo automático disponível apresente limitações na realização de análises do tipo “passo-a-passo”, é comum o recurso a metodologias numéricas mais simples.

Estas metodologias, enquadradas regulamentarmente na EN1991-2, consistem na avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura para cada uma das acções separadamente, resultando os efeitos totais da sobreposição linear dos efeitos anteriores. A implementação num programa de cálculo automático é mais simples, exigindo contudo a realização de um maior número de análises que a metodologia anterior.

Importa realçar que a obtenção dos efeitos totais por sobreposição linear dos efeitos determinados separadamente, não é coerente com a lei constitutiva que rege o comportamento da ligação via – estrutura, do tipo não-linear.

Tal como referido para a metodologia mais complexa, aquando da realização das análises não-lineares estáticas simplificadas, os efeitos da interacção via - estrutura resultantes da actuação da variação uniforme de temperatura devem ser avaliados considerando o valor mínimo da resistência longitudinal da ligação via estrutura, conforme consta em 3.2.4.

De igual modo, a avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura das acções de tráfego, deve ser realizada considerando o valor máximo da resistência longitudinal da

ligação via – estrutura na zona da via solicitada pelas acções de tráfego ferroviário e o valor mínimo nas restantes zonas.

A ficha UIC 774-3R recomenda que a determinação dos efeitos das acções ferroviárias seja realizada separadamente para a componente vertical e longitudinal. A presente recomendação deve-se ao facto da referida ficha técnica recomendar que os efeitos de interacção via – estrutura para a acção longitudinal de frenagem/arranque seja efectuada considerando o tabuleiro rígido.

Já os efeitos da carga vertical deverão ser obtidos num modelo no qual o tabuleiro é caracterizado pela respectiva rigidez elástica.

A determinação dos efeitos máximos das acções do tráfego ferroviário, nos casos em que o comprimento do comboio é superior ao do tabuleiro, o seu posicionamento apenas se deverá efectuar sobre um dos aterros adjacentes.

No caso de tabuleiros de vários tramos, contínuos ou simplesmente apoiados, o comboio deverá experimentar várias posições de modo a determinar os efeitos máximos de interacção via – estrutura. As acções de tráfego ferroviário deverão ser modeladas considerando os diferentes sentidos de circulação.

A combinação dos efeitos das acções de tráfego ferroviário vertical e longitudinal, deverá ser efectuada de forma consistente no que se refere ao posicionamento das mesmas sobre a via, ou seja, deve existir uma correspondência posicional entre as duas componentes.

Um aspecto já referido anteriormente, é a validação dos programas de cálculo automático para analisar o fenómeno de interacção via – estrutura, procedimento essencial e prévio ao início de qualquer estudo.

A ficha UIC774-3 recomenda que a validação seja efectuada com recurso à análise de um conjunto de sistemas via – estrutura de referência, alguns deles presentes neste documento.

3.3.2 Realização de análises de interacção via – estrutura no programa SAP2000

Na presente secção são descritos os procedimentos de implementação de análise numérica no programa de cálculo automático SAP2000 (versão 10.0). O presente programa apresenta limitações ao nível das análises numéricas passo-a-passo, dada a impossibilidade de actualização automática da rigidez longitudinal da ligação via - estrutura, razão pela qual apenas se realizaram as análises simplificadas (Figura 3.8).

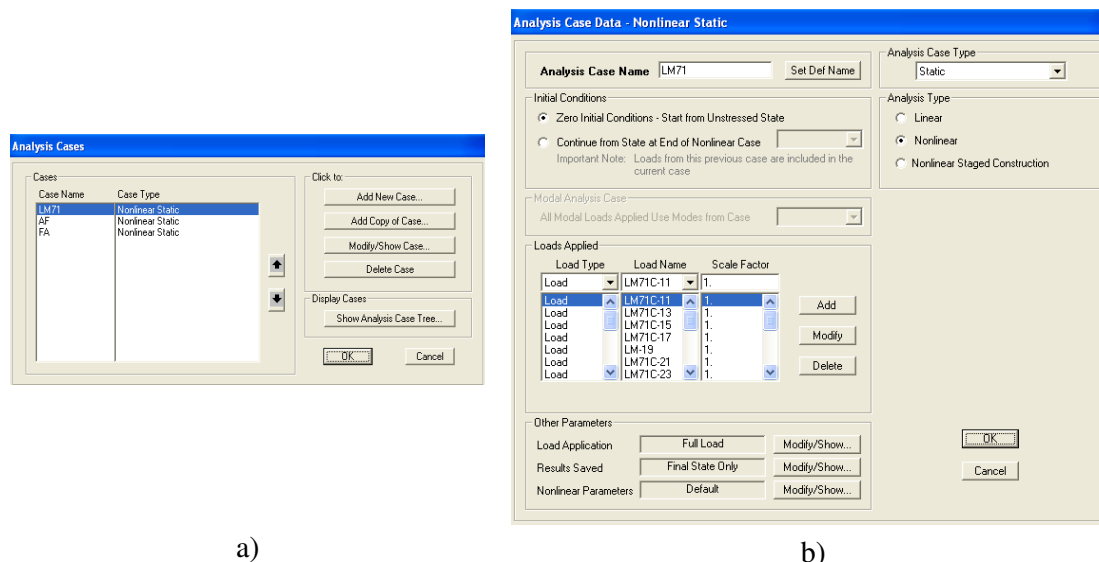


Figura 3.8 Análise não-linear estática no programa SAP2000: a) Tipo de análise e b) Definição dos parâmetros da análise

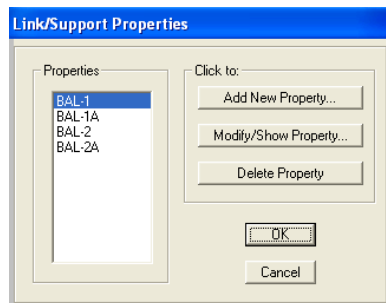
A realização de uma análise não-linear compreende a definição de um conjunto de parâmetros, nomeadamente o tipo de análise não-linear, as condições iniciais da análise e um conjunto de outros parâmetros como o modo de consideração das acções, a gravação dos resultados e os parâmetros da análise não-linear propriamente dita.

Como referido anteriormente, o comportamento não-linear da ligação via – estrutura é um dos aspectos fundamentais neste tipo de análises.

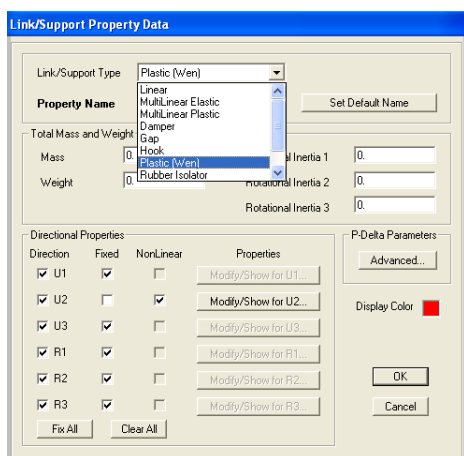
O programa de cálculo automático SAP2000 dispõe de dois elementos do tipo “Link/Support Properties”, que permitem simular a lei constitutiva da ligação via - estrutura, designadas por “MultiLinear Plastic” e “Plastic (Wen)”.

Os elementos de ligação referidos, como ilustrado na Figura 3.9, são caracterizados por 6 graus de liberdade, 3 rotações e 3 translações.

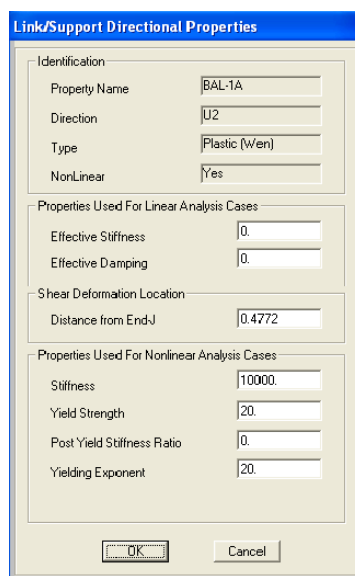
A ligação pode ser realizada de duas formas, como ligação rígida ou como uma ligação governada por um comportamento não-linear. A definição dos diversos graus de liberdade depende quer do tipo de modelação quer do tipo de ligação que o utilizador pretenda adoptar.



a)



b)



c)

Figura 3.9 Janelas do programa SAP2000 para a definição da lei de resistência longitudinal da ligação via – estrutura: a) definição dos elementos “Link/Support properties”; b) Selecção e definição do tipo de elemento e c) Definição da lei que caracteriza o grau de liberdade com comportamento não-linear

Os diferentes tipos de ligação que o programa de cálculo SAP2000 disponibiliza ao utilizador, permitem associar simultaneamente na mesma ligação graus de liberdade distintos em cada uma das direcções, como por exemplo, comportamento rígido numa direcção e com comportamento elásto-plástico numa outra direcção. Em último caso, uma ligação do tipo “MultiPlastic” ou “Plastic” permite associar simultaneamente uma ligação rígida numa ligação e elástica, ou elasto-plástico, noutras direcções.

O modelo longitudinal da ligação via - estrutura considerado no presente trabalho contempla a simulação do comportamento não-linear baseado no comportamento histórico proposto por Wen (1976), que permite a consideração de ciclos de carga e descarga.

A relação não-linear força – deslocamento que caracteriza a ligação do tipo “Plastic (Wen)” é dada pela expressão seguinte (3.7):

$$f = \frac{k_p}{k_e} \cdot k \cdot u + (1 - \frac{k_p}{k_e})k \cdot z \quad (3.2)$$

onde k_p é a rigidez plástica, k_e é a rigidez elástica, k é a força de cedência, u é o deslocamento e z é uma variável interna histórica. Esta variável tem um intervalo de $|z| \leq 1$, com a superfície de cedência representada por $z = 1$. O valor inicial de z é zero, evoluindo de acordo com a equação diferencial (3.3) e (3.4):

$$\dot{z} = \frac{k_e}{k} \dot{d} (1 - |z|^{\exp}), \text{ se } \dot{d} > 0 \quad (3.3)$$

$$\dot{z} = \frac{k_e}{k} \dot{d}, \text{ se } \dot{d} \leq 0 \quad (3.4)$$

onde \exp é um expoente igual ou maior que a unidade. Para valores do expoente superiores a transição entre o troço elástico e plástico torna-se mais angulosa, como ilustrado na Figura 3.10. O limite prático do expoente é de 20.

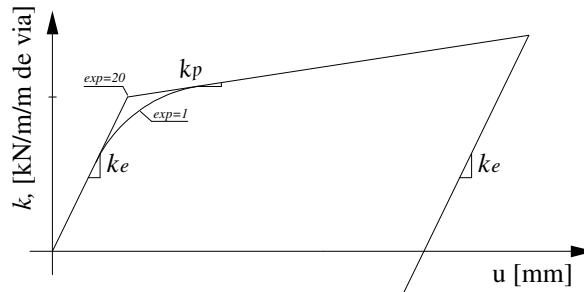


Figura 3.10 Definição dos parâmetros para o modelo de Wen (adaptado do SAP2000, 2005)

Atendendo ao elevado número de análises de interação via – estrutura que em geral é necessário realizar e ao facto das operações de processamento dos resultados das referidas análises se tratar de um processo repetitivo, foi elaborado um conjunto de programas construídos no compilador de Visual Basic (VBA) existente no programa de Excel, que permitem efectuar de forma rápida o tratamento de dados, a sobreposição linear das varia-

ções de tensão normal devido às diferentes acções e a elaboração de gráficos da variações de tensão normal da via (Figura 3.11).

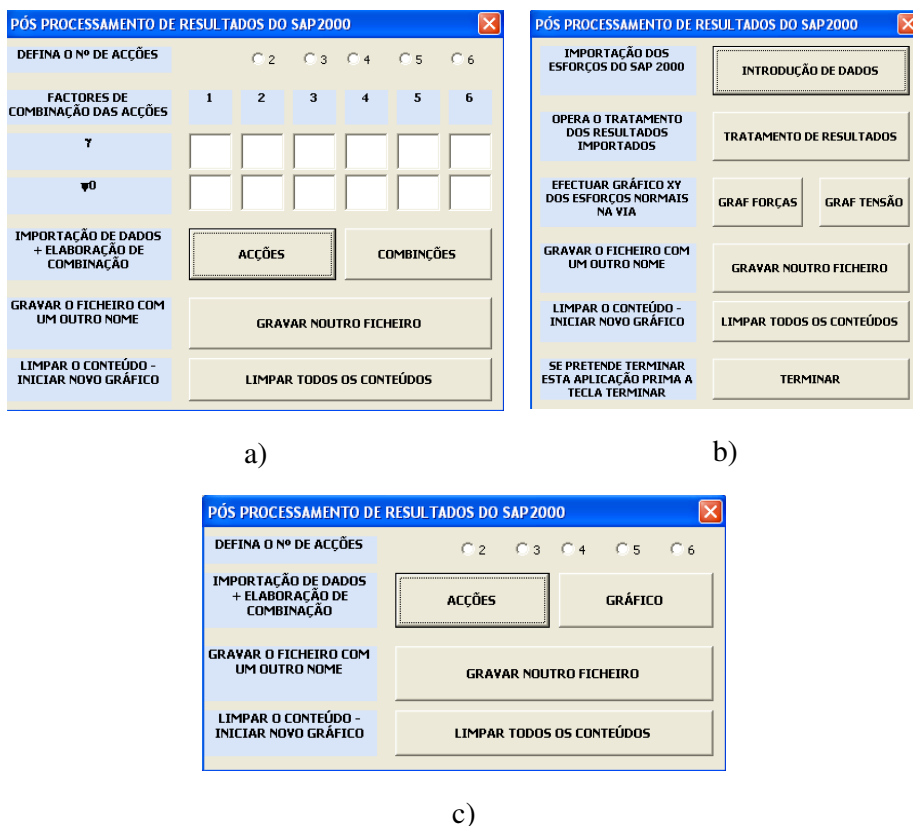


Figura 3.11 Programas de VBA de pós – processamento: a) Combinação linear de acções; b) Elaboração de gráficos de variação de tensão normal nos carris e c) Compilação de vários gráficos num gráfico de várias séries

3.4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE SIMPLIFICADAS

3.4.1 Introdução

As metodologias simplificadas presentes na EN1991-2 são aplicáveis a tabuleiros constituídos por um troço e tabuleiros formados por uma sequência de troços, que suportem vias balastradas, desde que satisfaçam as seguintes condições relativas à constituição e ao traçado da mesma, nomeadamente:

- Vias com carris UIC 60, com tensão de cedência mínima de 900 N/mm^2 ;
- Via recta ou curva com raio $r \geq 1500 \text{ m}$;
- Travessas de betão com um espaçamento máximo de $0,65 \text{ m}$;
- Uma espessura de $0,30 \text{ m}$ de balastro consolidado sob as travessas.

Além das condições anteriores, as presentes metodologias são válidas para sistemas cuja interface via - estrutura é caracterizada por uma resistência longitudinal plástica de 20 ou 40 kN/m/m de via para a via descarregada, e de 60 kN/m/m de via para a via carregada.

As metodologias simplificadas tem subjacente a consideração das acções de tráfego ferroviário, verticais e longitudinais, e da acção da variação uniforme da temperatura no tabuleiro e na via, definidas na EN1991-2 e apresentadas no Capítulo 2. Importa referir que as sobrecargas ferroviárias consideradas têm subjacente a consideração do factor de classificação $\alpha=1$.

Por outro lado, as variações uniformes de temperatura contempladas nas metodologias simplificadas são limitadas a $\Delta T_D \leq 35^\circ\text{C}$ e $\Delta T_R \leq 50^\circ\text{C}$, para o tabuleiro e para a via respectivamente, limitando ainda a diferença relativa máxima entre as mesmas a $|\Delta T_R - \Delta T_D| \leq 20^\circ\text{C}$.

Como limitação, refira-se que as metodologias simplificadas não permitem determinar os efeitos das acções resultantes dos efeitos diferidos do betão e da variação diferencial da temperatura no tabuleiro.

No que se refere à verificação dos critérios de segurança da via, a verificação da variação de tensão normal dos carris é realizada de forma indirecta, ou seja, desde que satisfeitos um conjunto de pressupostos, considera-se o referido critério de segurança satisfeito. Contudo, a presente metodologia não permite determinar o valor máximo da variação de tensão normal, nem conhecer o local onde ocorre.

As metodologias simplificadas disponibilizam um conjunto de expressões para determinar as reacções de apoio do tabuleiro resultantes da interacção via – estrutura, e por conseguinte determinar os deslocamentos do tabuleiro.

O efeito do atrito nos aparelhos de apoio móveis não é contabilizado nas metodologias simplificadas, contudo tal efeito é favorável para a segurança do sistema via - estrutura.

3.4.2 Tabuleiro formado por um troço isostático ou contínuo

No caso de tabuleiros formados por um troço isostático ou contínuo, a EN1991-2 apresenta duas metodologias aplicáveis, uma para comprimentos de dilatação máximos de 40,00 m e outra aplicável a comprimentos de dilatação máximos de 60,00 m, no caso de tabuleiros metálicos, ou de 90,00 m no caso de tabuleiros mistos ou de betão.

3.4.2.1 Comprimento de dilatação máximo de 40,00 m

A presente metodologia, independentemente da secção transversal, da localização do ponto fixo do tabuleiro e das condições de aplicabilidade referidas no ponto 2.5.1, é válida somente para tabuleiros com um comprimento de dilatação máximo, L_T , de 40,00 m.

a) Verificação dos critérios de segurança da via

A avaliação da variação de tensão normal nos carris e a correspondente verificação da tensão admissível é dispensada se forem satisfeitas as condições seguintes:

- i) a subestrutura deve ser caracterizada por uma rigidez longitudinal, K , que permita limitar o deslocamento longitudinal devido à acção de arranque e frenagem, δ_B , a 5mm;
- ii) para as acções verticais, o deslocamento longitudinal da face superior da extremidade do tabuleiro devido à deformação vertical do tabuleiro, δ_H , deverá ser igual ou inferior a 5mm.

b) Determinação das reacções longitudinais do tabuleiro

As expressões seguintes permitem determinar as reacções de apoio longitudinais do tabuleiro para as acções de frenagem e arranque, para as sobrecargas verticais e para a variação uniforme de temperatura.

i) Reacção de apoio para as acções de arranque e frenagem

As reacções de apoio devido às acções de arranque e frenagem, F_{lak} e F_{lbk} , podem ser determinadas multiplicando a totalidade da acção actuante sobre o tabuleiro por um factor de redução, ξ , conforme expressões (3.5) e (3.6):

$$F_{lak} = q_{lak} \cdot L \cdot \xi \leq 1000 \cdot \xi [kN], \quad (3.5)$$

$$F_{lbk} = q_{lbk} \cdot L \cdot \xi \text{ [kN]}. \quad (3.6)$$

Os valores das acções ferroviárias do arranque e da frenagem, q_{lak} e q_{lbk} , assumem os valores definidos na secção 2.2 do presente trabalho, enquanto que o factor de redução é definido no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Factor de redução ξ para a determinação de forças longitudinais nos aparelhos de apoio fixos devidas ao arranque e frenagem (adaptado de EN1991-2, 2003)

Comprimento de dilatação do tabuleiro	Factor de redução, ξ , para os vários tipos de via		
	Contínua	AD numa das extremidade do tabuleiro	AD em ambas as extremidades do tabuleiro
$\leq 40,00$ [m]	0,60	0,70	1,00

No caso das estruturas de pórtico ou quadros, a EN1991-2 recomenda a adopção do valor unitário para o factor redutor, ξ , e alternativamente o método indicado no ponto 3.4.2.2 ou uma análise numérica do fenómeno de interação via – estrutura.

ii) Reacção de apoio para a variação uniforme da temperatura

As reacções de apoio devido às variações uniformes de temperatura, F_{Tk} , podem ser determinadas de acordo com as seguintes expressões:

- 1) Nos casos em que a via de BLS é contínua sobre ambas as extremidades do tabuleiro e o apoio fixo é posicionado numa das extremidades do tabuleiro:

$$F_{Tk} = \pm 0.6 \cdot k \cdot L_T \text{ [kN / via]}, \quad (3.7)$$

em que, k é a resistência longitudinal plástica por metro de via considerando a via descarregada e L_T é o comprimento de dilatação do tabuleiro;

- 2) Nos casos em que a via de BLS é contínua sobre ambas as extremidades, mas o apoio fixo localiza-se num ponto intermédio do tabuleiro, situado a uma distância L_1 de uma extremidade e L_2 da outra:

$$F_{Tk} = \pm 0.6 \cdot k \cdot (L_2 - L_1) \text{ [kN / via]}, \quad (3.8)$$

em que k é a resistência longitudinal plástica por metro de via considerando a via descarregada, e os comprimentos L_1 e L_2 são definidos na Figura 3.12, podendo cada um deles compreender um ou mais vãos;

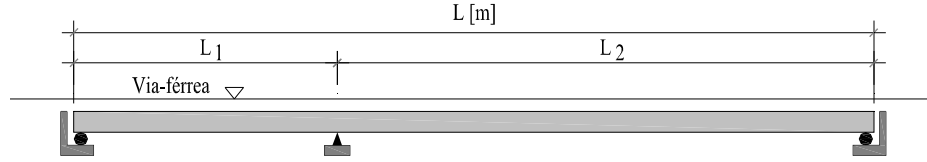


Figura 3.12 – Definição dos comprimentos L_1 e L_2 (adaptado da EN1991-2, 2003)

- 3) Nos casos em que a via de BLS é contínua sobre a extremidade fixa do tabuleiro e interrompido por um AD na extremidade móvel do tabuleiro:

$$F_{Tk} = \pm 20 \cdot L_T \leq 1100 [kN / via], \quad (3.9)$$

em que, tal como nos casos anteriores, L_T é o comprimento de dilatação do tabuleiro;

- 4) Nos casos em que a via de BLS é interrompida por AD em ambas as extremidades do tabuleiro, a presente acção não induz qualquer reacção de apoio e assim:

$$F_{Tk} = 0. \quad (3.10)$$

iii) Reacção de apoio para a acção de tráfego vertical

A reacção de apoio devido às acções de tráfego vertical, F_{Qk} , para os modelos de carga referidos na secção 2.2, podem ser determinados de acordo com as expressões seguintes:

- 1) Nos casos em que a via de BLS é contínua sobre ambas as extremidades do tabuleiro, ou descontínua sobre a extremidade móvel do tabuleiro, e o apoio fixo é posicionado numa das extremidades do tabuleiro:

$$F_{Qk} = \pm 20 \cdot L [kN / via], \quad (3.11)$$

em que L [m] é o comprimento do vão adjacente ao apoio fixo;

- 2) Nos casos em que a via de BLS é interrompida por AD em ambas as extremidades do tabuleiro, a presente acção não induz qualquer reacção de apoio:

$$F_{Qk} = 0. \quad (3.12)$$

iv) Reacções de apoio de tabuleiros com duas ou mais vias

Para os tabuleiros que suportam duas ou mais vias, a acção de frenagem numa das vias deve ser combinada com a acção de arranque na outra via. Caso o tráfego ferroviário tenha o mesmo sentido de circulação em duas ou mais vias, deve ser considerada a acção da frenagem ou arranque, conforme o caso.

As reacções de apoio para a variação uniforme de temperatura e para a acção de tráfego vertical determinadas a partir das expressões anteriores, referem-se a tabuleiros com uma via. No caso de tabuleiros com mais de uma via, as reacções de apoio longitudinais totais resultam da aplicação das expressões anteriores multiplicadas pelo número de vias sobre o tabuleiro.

v) Combinação de efeitos

As reacções de apoio devido às acções de arranque e frenagem e da variação uniforme de temperatura devem ser combinadas considerando quer a alternância do sentido de circulação, quer a inversão de sinal da variação uniforme de temperatura, de modo a determinar os efeitos mais desfavoráveis.

As acções de tráfego que induzam um efeito benéfico na avaliação da grandeza em causa, não devem ser consideradas na determinação do valor global da referida grandeza (UIC774-3, 2001; EN1991-2, 2003).

c) Deslocamento vertical admissível sob a acção de tráfego ferroviário normal

O critério de segurança relativo ao deslocamento vertical do tabuleiro devido às acções ferroviárias verticais, indicado na secção 2.5.2 do presente trabalho, deve ser verificado podendo para o efeito ser considerada apenas a componente estrutural do sistema via – estrutura, EN1991-2.

3.4.2.2 Comprimento de dilatação máximo de 60,00m para tabuleiros metálicos, e de 90,00 m para tabuleiros mistos aço – betão ou de betão armado

O presente método é descrito no Anexo G da EN1991-2 (2003) e é válido para sistemas via – estrutura que, além de satisfazerem os requisitos apresentados em 2.5.1, a estrutura é constituída por um tabuleiro de um troço isostático ou contínuo, cujo comprimento de dilatação é inferior a 60,0 m ou 90,0 m, conforme se trate de um tabuleiro metálico ou misto aço – betão ou de betão, respectivamente.

A verificação da segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura com recurso à presente metodologia, tal como no método simplificado anterior, é realizada sem que seja necessário recorrer à análise numérica do sistema via – estrutura.

A presente metodologia de verificação da segurança da via baseia-se na determinação gráfica do comprimento de dilatação máximo admissível, L_{TP} , ou da rigidez longitudinal mínima da subestrutura, que correspondem a uma variação de tensão normal nos carris inferior ao valor admissível (2.5.1) e a deslocamentos longitudinais da estrutura máximos, δ_H e δ_B , inferiores aos valores admissíveis (2.5.2).

Adicionalmente, os sistemas via - estrutura cuja segurança à interacção via – estrutura é verificada com recurso à presente metodologia, devem verificar o critério de segurança relativo à deformação vertical da face superior do tabuleiro.

Quando o comprimento de dilatação máxima do tabuleiro, L_T , excede o comprimento de dilatação máximo admissível, L_{TP} , ou quando a rigidez da subestrutura mínima admissível for muito elevada, o sistema via – estrutura deve ser alterado.

Do mesmo modo que a metodologia simplificada apresentada na secção anterior, a presente metodologia define um grupo de expressões para a determinação das reacções longitudinais do tabuleiro resultantes da interacção via – estrutura.

a) Verificação da segurança da via

A verificação gráfica da segurança da via necessita do conhecimento prévio dos parâmetros seguintes:

- i) rigidez longitudinal da subestrutura, K , por via e por metro de tabuleiro;
- ii) deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido à deformação do tabuleiro sob a acção vertical do tráfego ferroviário:

$$\delta = \theta \cdot H \text{ [mm]}, \quad (3.13)$$

onde θ é a rotação da extremidade do tabuleiro [rad] resultante da acção vertical de tráfego ferroviário e H é a distância altimétrica entre o eixo de rotação do aparelho de apoio fixo e a superfície superior do tabuleiro, sobre a qual se desenvolve a via.

Quando sobre o tabuleiro se desenvolvem duas ou mais vias, a rotação da extremidade do tabuleiro é determinada considerando a acção de tráfego ferroviário em duas das vias.

A determinação do comprimento de dilatação máximo admissível ou da rigidez longitudinal mínima admissível, é realizada a partir dos gráficos ilustrados nas Figuras 3.13 a 3.16, os quais são válidos para $\Delta T = 35^\circ C$ e combinações de valores da resistência longitudinal plástica (carregada/descarregada) e do coeficiente de dilatação térmica da estrutura.

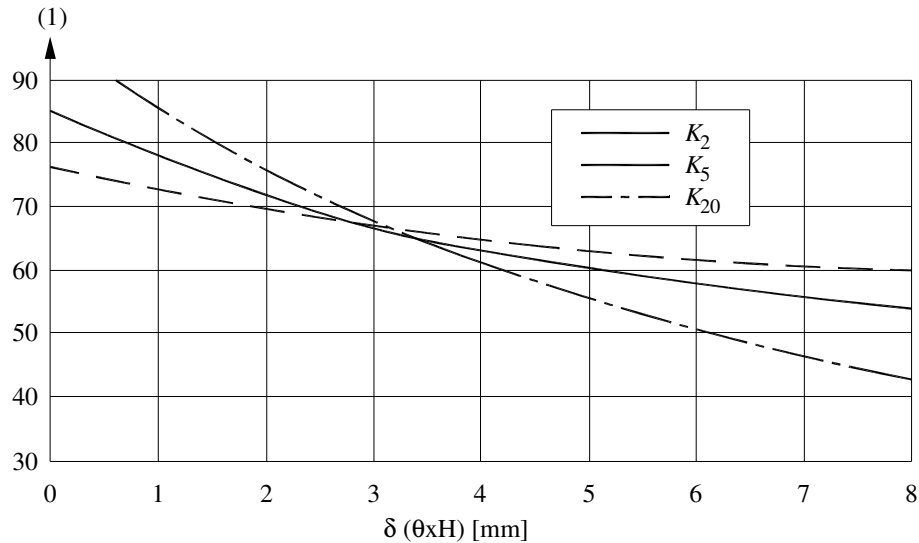


Figura 3.13 Limites admissíveis da variação de tensão normal nos carris em tabuleiros de um troço isostático ou contínuo, simplesmente apoiado para $\alpha_r = 10E - 6 \text{ [1}^\circ C]$, $\Delta T = 35^\circ C$, $k_{20} / k_{60} = 20 / 60 \text{ [kN / metro de via]}$ (adaptado do Anexo G da EN1991-2, 2003)

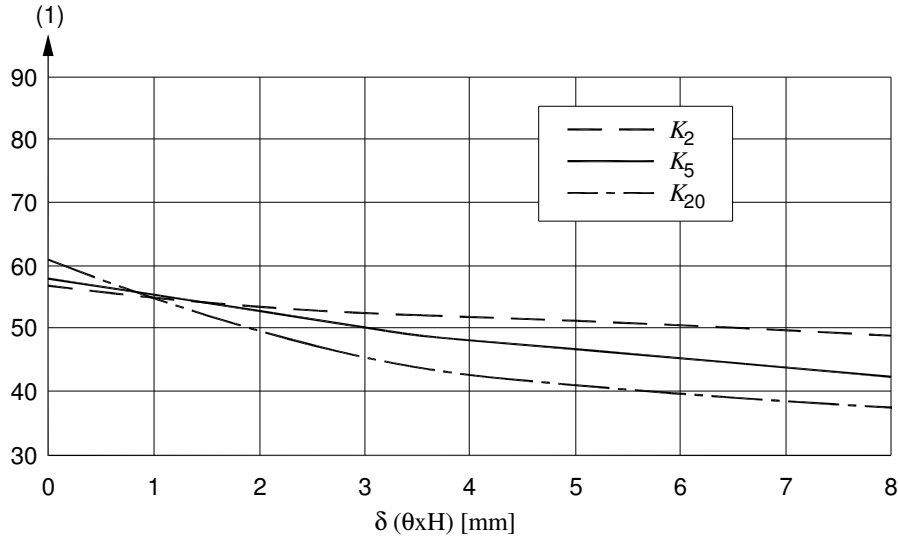


Figura 3.14 Limites admissíveis da variação de tensão normal nos carris em tabuleiros de um troço isostático ou contínuo, simplesmente apoiado para $\alpha_T = 10E - 6 [1/^\circ C]$, $\Delta T = 35 [^\circ C]$, $k_{40} / k_{60} = 40 / 60 [kN / metro de via]$ (adaptado do Anexo G da EN1991-2, 2003)

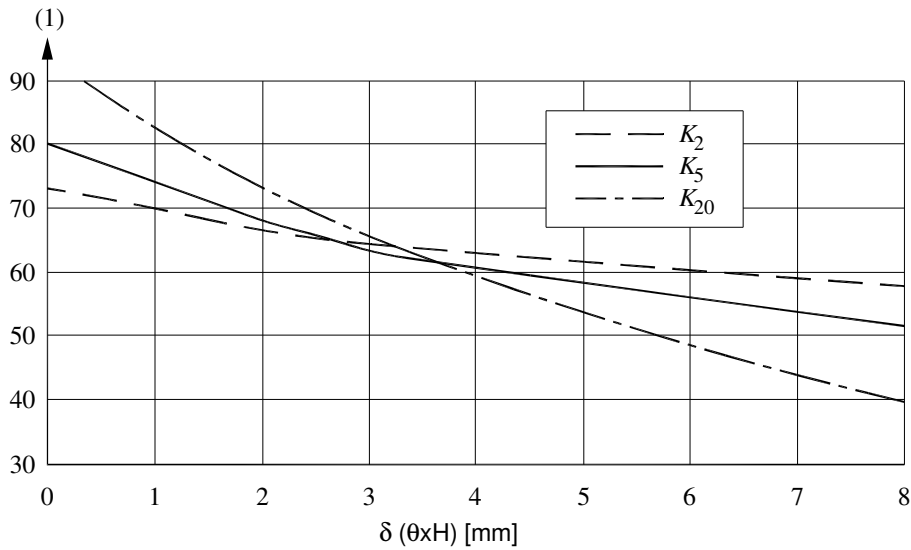


Figura 3.15 Limites admissíveis da variação de tensão normal nos carris em tabuleiros de um troço isostático ou contínuo, simplesmente apoiado para $\alpha_T = 12E - 6 [1/^\circ C]$, $\Delta T = 35 [^\circ C]$, $k_{20} / k_{60} = 20 / 60 [kN / metro de via]$ (adaptado do Anexo G da EN1991-2, 2003)

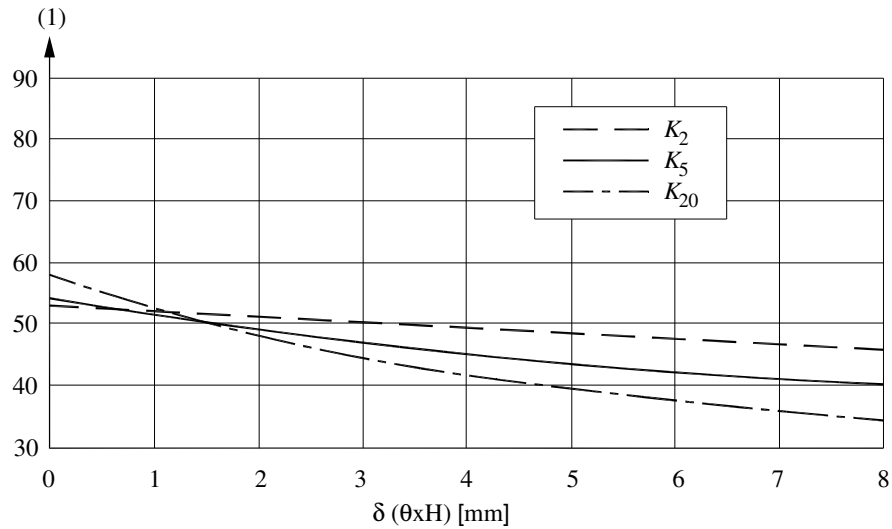


Figura 3.16 Limites admissíveis da variação de tensão normal nos carris em tabuleiros de um troço isostático ou contínuo, simplesmente apoiado para $\alpha_T = 12E - 6 [1/^{\circ}C]$, $\Delta T = 35 [^{\circ}C]$, $k_{40} / k_{60} = 40 / 60$ [kN / metro de via] (adaptado do Anexo G da EN1991-2, 2003)

em que:

L_{TP} é o comprimento de dilatação máximo admissível [m],

k é a resistência plástica do interface via - estrutura:

- para vias descarregadas:

$$k_{20} = 20 \text{ kN / m / metro de via e } k_{40} = 40 \text{ [kN / m / metro de via]},$$

- para vias carregadas:

$$k_{60} = 60 \text{ [kN / m / metro de via]};$$

K rigidez longitudinal da subestrutura por metro de tabuleiro e por via:

$$K_2 = 2 \times 10^3, [\text{kN/m/m de tabuleiro/via}]$$

$$K_5 = 5 \times 10^3, [\text{kN/m/m de tabuleiro/via}]$$

$$K_{20} = 20 \times 10^3, [\text{kN/m/m de tabuleiro/via}]$$

α_T é o coeficiente de dilatação térmica do tabuleiro [$1/^\circ\text{C}$],

$\delta = \theta \cdot H$ é o deslocamento horizontal da face superior do tabuleiro devido à rotação da sua extremidade.

No caso do tabuleiro suportar duas vias, a rigidez longitudinal da subestrutura a considerar ou a determinar nas Figuras 3.13 a 3.16, deverá ser a rigidez modificada, K' , que resulta da divisão da rigidez longitudinal pelo número de vias, ou seja, $K' = K/2$.

No caso do ponto definido pelas coordenadas (L_T, δ) se localizar abaixo da curva da rigidez longitudinal da subestrutura correspondente, ou obtida por interpolações, os critérios de segurança referidos em 2.5, nomeadamente a variação de tensão normal admissível nos carris da via e as deformações longitudinais admissíveis da estrutura, consideram-se verificados.

Contrariamente, quando o ponto definido pelas coordenadas (L_T, δ) se localiza acima da curva de rigidez longitudinal, os critérios de segurança não são verificados, devendo neste caso ser analisada a possibilidade de introdução de um AD na via sobre o apoio móvel do tabuleiro ou a alteração da componente estrutural do sistema.

b) Determinação das reacções de apoio do tabuleiro

As reacções de apoio do tabuleiro devidas às acções de arranque, frenagem, sobrecarga vertical e variação uniforme de temperatura, são determinadas através das expressões do Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Reacções de apoio longitudinais do tabuleiro ^a (adaptado da EN1991-2, 2003)

Caso de Carga	Limites de validade	Via de BLS contínua	Via de BLS com um AD sobre o apoio móvel
Frenagem ^e	$L \geq 50\text{m}^{\text{ d}}$	$82 \times 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}{}^{\text{ b}}$	$2,26 \times L^{1,1} \times K^{0,1}{}^{\text{ b}}$
	$L \leq 30\text{m}^{\text{ d}}$	$126 \times 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$	$3,51 \times L^{1,1} \times K^{0,1}$
Variação uni-forme da tem-peratura	$20 \leq k \text{ [kN/m]} \leq 40$	$(0,34 + 0,013k) \times L^{0,95} \times K^{0,25}{}^{\text{ c}}$	$800 + 0,5 \cdot L + 0,01K / L{}^{\text{ c}},$ para $L \geq 60\text{m}$ $20 \cdot L$, para $L \leq 40\text{m}$ Valores interpolados Para $40\text{m} < L < 60\text{m}$
Rotação da extremidade	Via posicionada superiormente ao eixo neutro do tabuleiro	$0,11 \cdot L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times \theta H^{0,86}$	
	Via posicionada inferiormente ao eixo neutro do tabuleiro	$0,11 \cdot L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times \theta H$	

^a Onde se adopta AD em ambas as extremidades do tabuleiro, a totalidade das forças longitudinais de arranque e frenagem são resistidas pelos aparelhos de apoio fixos. As acções no aparelho de apoio fixo, devidas à variação uniforme da temperatura e à rotação da extremidade, dependem da configuração estrutural e dos comprimentos de dilatação associados.

^b A força de frenagem aplicada nos aparelhos de apoio é limitada ao máximo de 6000 KN por via.

^c A força aplicada nos aparelhos de apoio devido à temperatura, quando os carris da via possuírem um AD na extremidade do tabuleiro, é limitada a 1340kN.

^d Para $30\text{m} < L < 50\text{m}$ pode-se recorrer a uma interpolação linear para estimar os efeitos da frenagem.

^e A expressão para a acção da frenagem, toma em conta os efeitos do arranque.

No Quadro 3.2, K é a rigidez longitudinal do apoio fixo do tabuleiro como definida anteriormente [kN/m], k é a resistência longitudinal da interface via – estrutura considerando a via descarregada [kN/m/metro de via], β é a razão entre a distância do centro de rotação do tabuleiro ao eixo neutro do tabuleiro e a altura da secção do tabuleiro, θ é a

rotação do tabuleiro em [rad], H [mm] representa a altura do tabuleiro e L [m] é uma grandeza variável em função da solução estrutural e da acção considerada.

No caso de um tabuleiro de um troço isostático, as reacções longitudinais de apoio são também determinadas assumindo que o comprimento do tabuleiro e o comprimento de dilatação têm o mesmo valor, $L = L_T$.

Quando o tabuleiro serve de suporte a duas vias, a aplicação das expressões do Quadro 3.2 deve ser realizada considerando a rigidez longitudinal da subestrutura modificada, ou seja, $K' = K/2$, de que resulta a reacção longitudinal no apoio fixo por via. Nestes casos a determinação da reacção de apoio longitudinal total resulta da multiplicação dos valores assim determinados por 2.

Nos tabuleiros formados por um troço contínuo, a localização do apoio fixo é um factor importante na determinação das reacções de apoio do tabuleiro. No caso do apoio fixo se localizar numa das extremidades do tabuleiro, para a variação uniforme da temperatura e acção ferroviária de frenagem o sistema estrutural pode ser tratado como um tabuleiro de um troço isostático, e assim aplicam-se as expressões do Quadro 3.2, assumindo que:

$$L = L_T \quad (3.14)$$

A determinação do deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro, $\theta \cdot H$, no apoio fixo devido à carga vertical, qualquer que seja o numero de vias, deverá se efectuada posicionando as cargas segundo a linha de influência de rotação no apoio, como ilustrado na Figura 3.17.

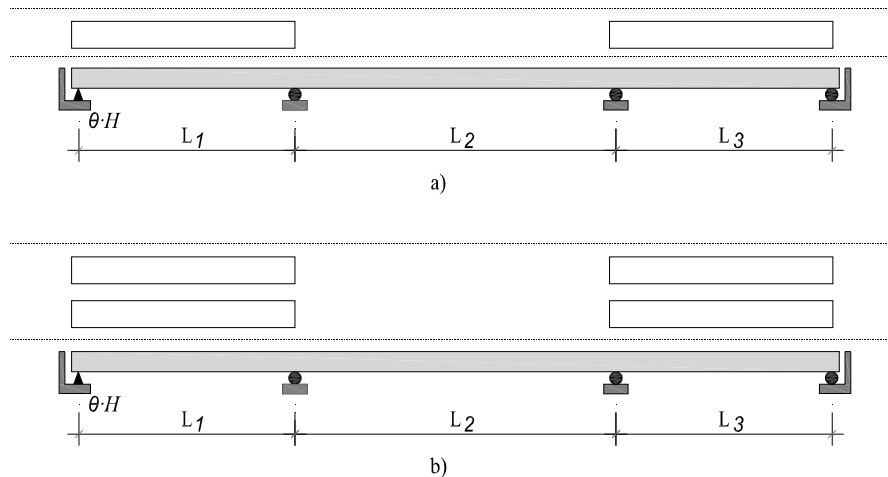


Figura 3.17 Disposição do modelo de carga vertical para a determinação da rotação máxima no apoio fixo para o caso de tabuleiro com: a) uma via; b) duas vias (adaptado da ficha UIC774-3R, 2001)

Aquando da determinação da reacção longitudinal máxima com recurso às expressões do Quadro 3.2, a grandeza L toma o valor do comprimento do vão adjacente ao apoio fixo, L_I , como indicado na Figura 3.17.

Para tabuleiros de um troço contínuo com apoio fixo intermédio, a determinação das reacções de apoio longitudinal para a acção de frenagem, pode ser efectuada como no caso dos tabuleiros simplesmente apoiados e assim aplicam-se as expressões do Quadro 3.2, assumindo que:

$$L = L_{Total}. \quad (3.15)$$

Contudo, neste tipos de sistemas o cálculo da reacção de apoio longitudinal para a variação uniforme da temperatura resulta da soma algébrica das reacções de apoio determinadas em dois modelos estruturais, resultantes da divisão do tabuleiro em dois com o apoio fixo em comum, como ilustra a Figura 3.18.

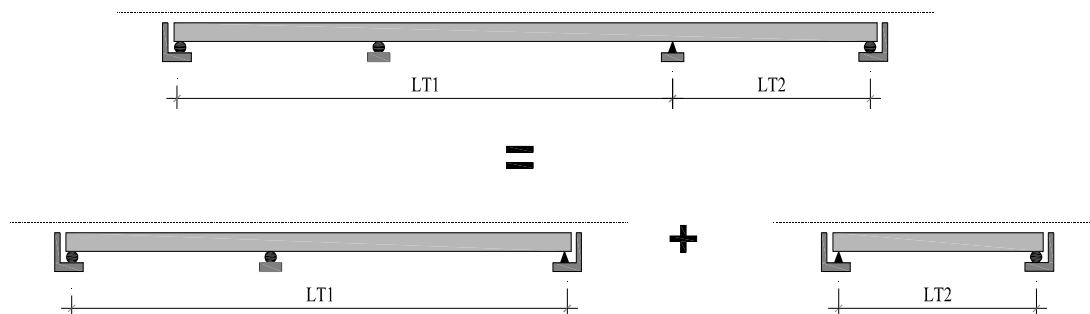


Figura 3.18 Decomposição do tabuleiro de um troço contínuo com apoio fixo intermédio para a determinação da reacção de apoio longitudinal devido à variação uniforme de temperatura (adaptado da ficha UIC774-3R, 2001)

Neste tipo de tabuleiros, o deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro no apoio fixo, $\theta \cdot H$, devido à sua deformação vertical, deve ser calculado considerando os modelos de carga vertical posicionados como ilustrado na Figura 3.19.

No caso de um tabuleiro que suporte duas vias, a determinação do deslocamento longitudinal da face superior, $\theta \cdot H$, deve ser determinado considerando ambas as vias solicitadas (Figura 3.19 b)).

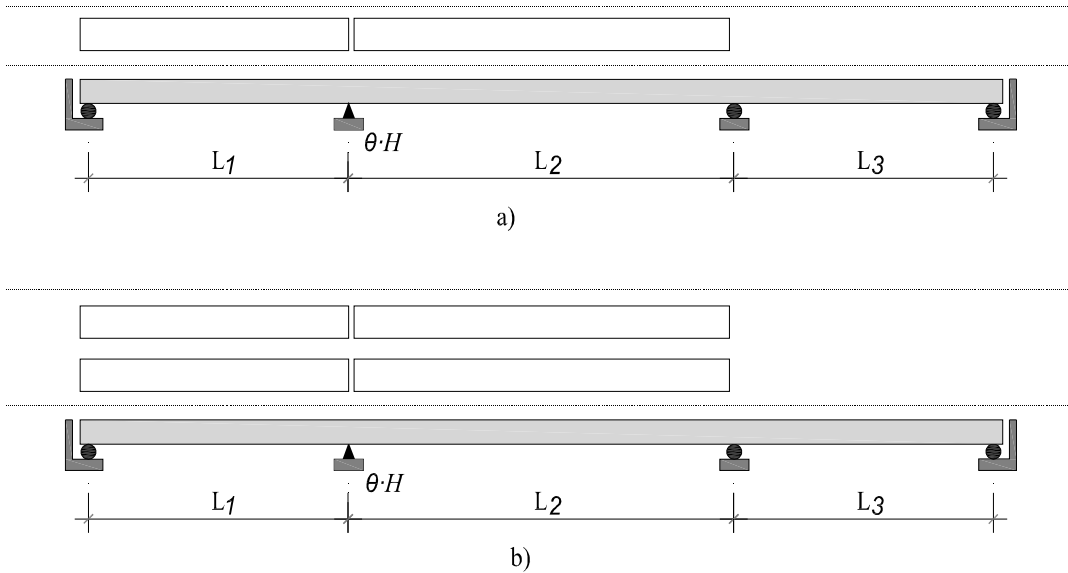


Figura 3.19 Posicionamento dos modelos de carga vertical para a determinação da rotação no apoio fixo para o caso de: a) uma via; b) duas vias (adaptado da ficha UIC774-3R, 2001)

A determinação das reacções de apoio longitudinal do tabuleiro devido à sobrecarga vertical deverão ser efectuadas considerando a grandeza L presente nas expressões do Quadro 3.2, com o maior comprimento dos tramos adjacentes, ou seja:

$$L = \text{máximo } (L_1; L_2). \quad (3.16)$$

Independentemente da localização do apoio fixo do tabuleiro, quando as características mecânicas do tabuleiro e a excentricidade das cargas propiciem a ocorrência de efeitos de torção do tabuleiro dos quais resultem $\theta \cdot H$ diferentes sob cada uma das vias, devem ser determinadas duas reacções diferentes, sendo a reacção total obtida através da soma algébrica das duas reacções.

De igual modo, nos casos em que o tabuleiro suporte duas vias, a rigidez longitudinal da subestrutura a considerar na aplicação das expressões do Quadro 3.2 deverá ser a rigidez longitudinal por via, $K'=K/2$, de que resulta uma reacção longitudinal de apoio por via. A reacção de apoio longitudinal total, obtém-se multiplicando o valor obtido pelo número de vias.

c) Simplificações e limitações da presente metodologia de análise

A metodologia simplificada descrita na presente secção é válida para tabuleiros com uma ou duas vias. Nos casos de tabuleiros com mais de duas vias, a aplicação poderá resultar na sobreavaliação de determinadas grandezas, designadamente das reacções de apoio.

As reacções de apoio longitudinais devidas à variação uniforme de temperatura determinadas pela aplicação das expressões do Quadro 3.2, no caso de vias constituídas por carris interrompidas por AD na extremidade móvel dos tabuleiros, resultam da variação uniforme da temperatura sobre o tabuleiro e sobre a via.

A reacção de apoio longitudinal do tabuleiro devido à frenagem e arranque, em sistemas de duas vias com duplo sentido de circulação, é sobreavaliada.

3.4.3 Tabuleiro formado por uma sequência de troços isostáticos e/ou contínuos

A metodologia simplificada descrita na presente secção é válida para tabuleiros constituídos por uma sequência de troços isostáticos ou contínuos.

3.4.3.1 Condições de aplicabilidade

A aplicação da presente metodologia a tabuleiros constituídos por uma sucessão de troços é válida para sistemas via – estrutura que, além de satisfazerem as condições referidas na secção 2.5.1, satisfaçam os seguintes requisitos:

- a) A via sobre o tabuleiro é constituída por carris soldados contínuos em pelo menos 100m sobre aterro para cada um dos lados do tabuleiro;
- b) Todos os troços do tabuleiro têm o mesmo esquema estrutural (apoio fixo na mesma extremidade do troço);
- c) Um dos apoios fixos está localizado num dos encontros;

- d) O comprimento de cada troço do tabuleiro não deve diferir mais de 20% do comprimento médio dos troços do tabuleiro;
- e) O comprimento de dilatação, L_T , de cada troço é inferior a 30,00 m se $\Delta T_D = 35^\circ C$, ou inferior a 60,00 m se $\Delta T_D = 20^\circ C$ e não é considerada a possibilidade de balastro congelado. Se a máxima variação de temperatura do tabuleiro é um valor intermédio dos valores anteriores, o valor máximo de L_T pode ser interpolado;
- f) A rigidez de cada apoio fixo (excepto a do encontro) não deve diferir mais de 40% do seu valor médio;
- g) A rigidez dos apoios fixos é superior a $2 \times 10^3 \cdot L_T$ [m] [kN/m de via, por via] para $L_T = 30,00$ m, e a $3 \times 10^3 \cdot L_T$ [m] [kN/m de via, por via] para $L_T = 60,00$ m, multiplicado pelo número de vias.

A validade do presente método estende-se a tabuleiros com mais de uma via.

3.4.3.2 Verificação da segurança da via

A verificação da segurança da via, desde que satisfeitas as condições de aplicabilidade enunciadas, resume-se às seguintes verificações:

- a) O deslocamento longitudinal máximo da face superior do troço de tabuleiro devido às acções variáveis, relativamente ao encontro adjacente, avaliado sem tomar em consideração a interacção via – estrutura, não deverá exceder os 10mm;
- b) Entre dois troços sucessivos, a soma dos deslocamentos absolutos da face superior do troço devido às acções variáveis, avaliados sem considerar a interacção via – estrutura, não deverá exceder os 15mm;
- c) O deslocamento vertical relativo entre dois troços de tabuleiro sucessivos, ou entre o troço e o encontro, devidos a todas as acções variáveis não deverá exceder os 2 mm para uma velocidade máxima da linha superior a 160 km/h, ou, 3mm para uma velocidade máxima da linha até 160 km/h.

3.4.3.3 Determinação das reacções de apoio longitudinais do tabuleiro

As reacções longitudinais nos apoios fixos do tabuleiro, F_{Lj} , devido às variações uniformes de temperatura, ao arranque e frenagem e à sobrecarga vertical podem ser determinadas da seguinte forma:

a) Reacções no aparelho de apoios fixo localizado no encontro ($j=0$), F_{L0} , para a:

i) Variação uniforme de temperatura:

A reacção é determinada como se tratasse de um tabuleiro de um troço, de acordo com um dos métodos presentes na secção anterior 3.4.2.2.

ii) Acção ferroviária de frenagem e arranque:

$$F_{L0} = \kappa \cdot q_{lbk}(q_{lak}) \cdot L_1, \quad (3.17)$$

em que o factor κ toma o valor unitário nos casos em que a rigidez do encontro seja igual à dos pilares, 1,5 quando a rigidez do encontro é cinco vezes superior à dos pilares e valores interpolados para relações de rigidez intermédias. As grandezas q_{lak} e q_{lbk} são as acções de frenagem e arranque definidas na secção 2.2.1.2 e L_1 [m] é o comprimento do tabuleiro adjacente ao apoio fixo.

iii) Sobrecarga vertical:

$$F_{L0}(qv) = F_{L0}(\theta H), \quad (3.18)$$

em que F_{L0} é determinada utilizando um dos métodos presentes na secção 3.4.2.2, considerando tratar-se de um único tabuleiro.

b) Reacções de apoio do tabuleiro nos pilares intermédios ($j>0$), F_{Lj} :

As reacções longitudinais de apoio do tabuleiro nos apoios fixos localizados sobre pilares intermédios, são determinadas utilizando as expressões apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Reacções longitudinais nos vários apoios do tabuleiro (adaptado da EN1991-2, 2003)

Apoio $j = 0 \dots n$	Varição uniforme de temperatura $F_{Lj}(\Delta T)$	Arranque/Frenagem $F_{Lj}(q_L)$	Deformação do tabuleiro $F_{Lj}(\theta H)$
Aparelho de apoio fixo no encontro, $j = 0$	$F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L0} = \kappa \cdot q_{lbk}(q_{lak}) \cdot L_0$	$F_{L0}(\theta H)$
Primeiro pilar $j = 1$	$F_{L1}(\Delta T) = 0,2F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L1} = q_{lbk}(q_{lak}) \cdot L_1$	$F_{L1}(\theta H) = 0$
Pilares intermédios $j = m$	$F_{Lm}(\Delta T) = 0$	$F_{L1} = q_{lbk}(q_{lak}) \cdot L_m$	$F_{Lm}(\theta H) = 0$
Antepenúltimo pilar $j = n-1$	$F_{L(n-1)}(\Delta T) = 0,1F_{L0}(\Delta T)$	$F_{L(n-1)} = q_{lbk}(q_{lak}) \cdot L_{(n-1)}$	$F_{L(n-1)}(\theta H) = 0$
Último pilar $J=n$	$F_{Ln}(\Delta T) = 0,5F_{L0}(\Delta T)$	$F_{Ln} = q_{lbk}(q_{lak}) \cdot L_n$	$F_{Ln}(\theta H) = 0,5 \cdot F_{L0}(\theta H)$

CAPÍTULO 4

APLICAÇÕES DAS METODOLOGIAS NUMÉRICAS E SIMPLIFICADAS A CASOS DE REFERÊNCIA

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentadas aplicações das metodologias numéricas e simplificadas, descritas no Capítulo 3, na análise da interacção de casos de referência.

Os casos de referência considerados nas aplicações das referidas metodologias são constituídos por tabuleiros formados por um único troço, isostático num dos casos e contínuo noutro.

Na secção (4.2) são apresentados os cenários de análise, nomeadamente a descrição dos sistemas via – estrutura, as acções e a modelação dos casos considerados no âmbito das aplicações realizadas.

As aplicações das metodologias aos casos de referência são efectuadas nas secções (4.3) e (4.4), nas quais são apresentados os resultados em termos de variação de tensão normal nos carris, deslocamentos e reacções de apoio longitudinais, para cada uma das metodologias consideradas.

Para cada um dos casos analisados é efectuada uma análise comparativa dos resultados obtidos da aplicação de ambas as metodologias ao nível de cada uma das grandezas avaliadas e da verificação de segurança da via aos efeitos da interacção via - estrutura .

4.2 CENÁRIO DE ANÁLISE

4.2.1 Sistemas via – estrutura

Como referido na secção anterior, as metodologias numéricas e simplificadas foram aplicadas a sistemas via – estrutura constituídos por tabuleiros formados por um único troço, um isostático e outro contínuo.

Os casos de referência considerados no presente capítulo, são os exemplos analisados na ficha UIC 774-3R, salvo a alteração do valor da rigidez da subestrutura considerada no tabuleiro formado por um único troço contínuo.

A via considerada em cada um dos sistemas é do tipo balastrada, em que a camada de balastro assume-se como devidamente compactada e com uma espessura mínima de 0,30 m abaixo das travessas. Os carris UIC60 são fixos em travessas de betão afastadas entre si de 0,65 m. A via de BLS é contínua sobre as juntas do suporte e posiciona-se superiormente ao centro de gravidade da secção transversal do tabuleiro.

O comportamento da ligação via – estrutura é em ambos os casos representado pela lei constitutiva definida em 3.2.4, na qual a resistência longitudinal para uma via descarregada e carregada é de $k_{20} = 20$ e de $k_{60} = 60$ kN/m por metro de via, respectivamente.

4.2.2 Modelação numérica

A modelação numérica dos sistemas via – estrutura foi realizada em conformidade com os princípios descritos no Capítulo 3.

Na Figura 4.1 apresenta-se o esquema do modelo plano considerado na análise da interacção via – estrutura do sistema constituído por um tabuleiro formado por um troço isostático.

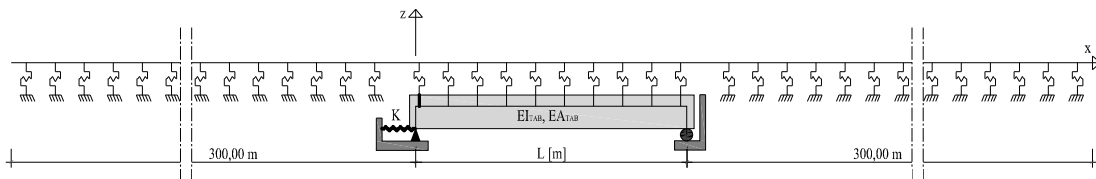


Figura 4.1 Modelo plano do sistema via – estrutura para o caso do tabuleiro formado por um troço isostático

As vias foram modeladas com elementos de viga com comprimentos de 1,00 m, posicionados em planta no respectivo eixo médio e numa extensão que inclui 300,0 m sobre cada um dos aterros contíguos à estrutura. Altimetricamente, e por simplificação, as vias foram localizadas à cota da face superior dos tabuleiros.

Os tabuleiros foram modelados com elementos de viga, também com 1,00 m de comprimento, posicionados no centro de gravidade da secção, que em planta coincide com o eixo médio da via.

Os apoios do tabuleiro, são simulados por nós caracterizados por 4 graus de liberdade, 2 rotações e 2 translações, posicionados altimetricamente no centro de rotação dos mesmos e ligados aos elementos de viga do tabuleiro por elementos rígidos, como representado na Figura 4.1. As translações de todos os apoios do tabuleiro, móveis e fixos, são restringidas na direcção zz . No caso do apoio fixo do tabuleiro, é modelado por um elemento de mola na direcção xx que simula a rigidez global equivalente da subestrutura.

As ligações via - tabuleiro foram modeladas por intermédio de elementos que permitem a modelação simultânea de ligações rígidas e não-lineares, nas diferentes direcções. Estas ligações foram simuladas considerando as ligações verticais e transversais rígidas, e com comportamento elasto-plástico na direcção longitudinal de acordo com o modelo descrito na secção 3.2.4.

A ligação via - aterro foi modelada da mesma forma, com excepção de que a estrutura de suporte foi simulada por nós com os 4 graus de liberdade restringidos, correspondendo a um encastramento.

4.2.3 Acções

As aplicações das metodologias numérica e simplificada foram realizadas considerando as acções associadas ao tráfego ferroviário - carga vertical e frenagem, e a variação de temperatura uniforme no tabuleiro.

De modo a simplificar a disposição da carga vertical nas modelações numéricas realizadas, apenas foi considerada a parte referente à carga uniformemente distribuída de 80,0 kN/m do modelo de cargas LM71. Esta simplificação resulta numa redução dos efeitos de interacção via - estrutura associados à flexão vertical do tabuleiro, contudo pouco relevante na resposta global do sistema e nos objectivos do presente capítulo.

A acção de frenagem corresponde ao modelo LM71, com o valor de 20 kN/m, foi considerada com o sentido da esquerda para a direita. A consideração da inversão do senti-

do de circulação foi realizada por multiplicação dos efeitos resultantes da carga anterior por um valor unitário negativo.

As acções de tráfego foram consideradas nos modelos de forma estática sobre a extensão do tabuleiro e dispostas de forma a obterem-se os efeitos máximos da interacção via – estrutura.

Uma vez que a via é contínua sobre as juntas da estrutura, foi apenas considerada a variação de temperatura uniforme no tabuleiro de $\pm 35^{\circ}\text{C}$.

As acções resultantes dos efeitos reológicos dos materiais não são consideradas nas metodologias simplificadas presentes na EN1991-2 e por isso não foram consideradas no presente capítulo.

4.2.4 Verificação das condições de aplicação da metodologia simplificada

Os sistemas via - estrutura considerados nas presentes aplicações verificam as condições necessárias à aplicação das metodologias simplificadas para a análise da interacção via - estrutura, presentes no Anexo G.2 da EN1991-2 e descritas no Capítulo 3 do presente trabalho, nomeadamente no que se refere à constituição e traçado da via, ligação via – estrutura e acções consideradas.

Os tabuleiros considerados têm em qualquer um dos casos, comprimento de dilatação inferior a 60,0 m, verificando assim o respectivo limite de aplicação das metodologias simplificadas relativo à estrutura.

Apesar da simplificação considerada para a carga vertical referida na secção anterior (4.2.3), considera-se válida a aplicação das metodologias simplificadas.

Dado os tabuleiros dos sistemas analisados serem formados por um único troço, a verificação da segurança da via pode ser realizada com recurso à metodologia simplificada presente no Anexo G.3 da EN1991-2.

4.3 TABULEIRO FORMADO POR UM ÚNICO TROÇO ISOSTÁTICO

4.3.1 Esquema estrutural

Na presente secção são aplicadas as metodologias numéricas e simplificadas à análise da interacção via – estrutura de um caso constituído por um tabuleiro formado por um

troço isostático e com uma via balastrada de BLS contínua sobre as juntas da estrutura, tal como ilustrado na Figura 4.2.

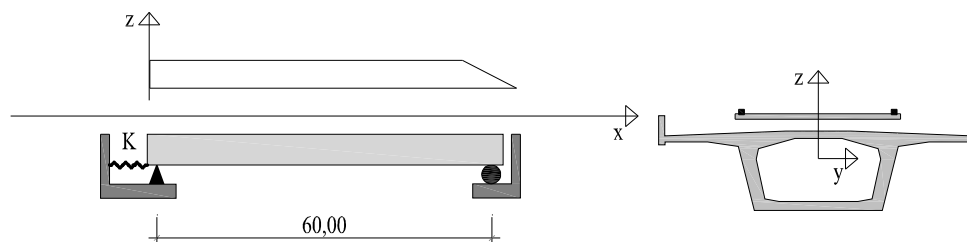


Figura 4.2 Esquema estrutural do sistema via - estrutura e esquema da secção transversal do tabuleiro

O tabuleiro tem um comprimento total de 60 m e a rigidez longitudinal equivalente da subestrutura tem o valor de 120 000 kN/m, que corresponde a $2000 \cdot L$ kN/m/metro de tabuleiro, sendo L o comprimento total do tabuleiro.

O tabuleiro é considerado formado por um material genérico para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa e um coeficiente de dilatação térmica (α) de $1,0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$.

A secção transversal do tabuleiro adoptada na presente aplicação é uma secção genérica com uma área (A) de $0,74 \text{ m}^2$, uma inércia à flexão (I) de $2,59 \text{ m}^4$, altura (H) de 6,00 m, com uma distância entre a face inferior do tabuleiro e o centro de gravidade (v_i) de 4,79 m, uma distância entre o centro de gravidade e a via (ω) de 1,21 m e a relação adimensional ($\beta = v_i/H$) de 0,20.

O material constituinte dos carris é o aço macio, para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa. As características mecânicas do elemento de viga correspondentes às características de dois carris UIC60, a área (A) igual a $153,80 \text{ cm}^2$, inércia segundo o eixo principal (I) igual a $6110,0 \text{ cm}^4$. O coeficiente de dilatação do aço (α) foi tomado igual a $1,2 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$.

4.3.2 Resultados da metodologia de análise numérica

4.3.2.1 Relativos à verificação da segurança da via

Nesta secção são apresentados os resultados em termos de variações de tensão normal nos carris e deslocamentos do tabuleiro determinados com base nas análises numéricas e a comparação com os respectivos valores limite.

a) Variação de tensão normal nos carris

Na Figura 4.3 apresentam-se graficamente as variações de tensão normal nos carris para cada uma das acções, nomeadamente variação de temperatura uniforme no tabuleiro (ΔT_{TAB}), carga vertical (q_v) e da frenagem (Q_{lbk}).

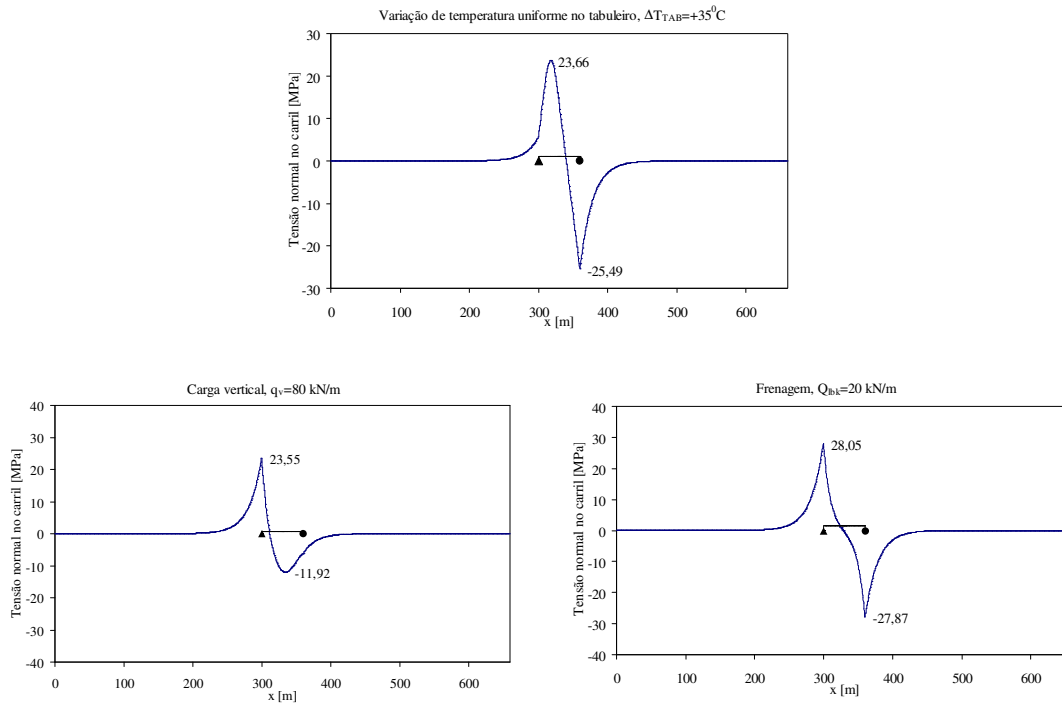


Figura 4.3 Variação de tensão normal nos carris para as acções consideradas

Observa-se que os valores máximos e mínimos para as acções longitudinais, designadamente variação de temperatura uniforme e frenagem, ocorrem sobre os apoios do tabuleiro e são da mesma ordem de grandeza.

A variação de tensão normal nos carris para a sobrecarga vertical é máxima no apoio fixo e mínima no apoio móvel do tabuleiro, verificando-se que o valor máximo é, no presente caso, superior ao dobro do segundo.

Na Figura 4.4 apresentam-se graficamente as variações de tensão normal nos carris para as combinações de acções consideradas de acordo com a expressão (2.5), considerando a inversão do sentido de circulação do tráfego e a inversão de sinal da temperatura.

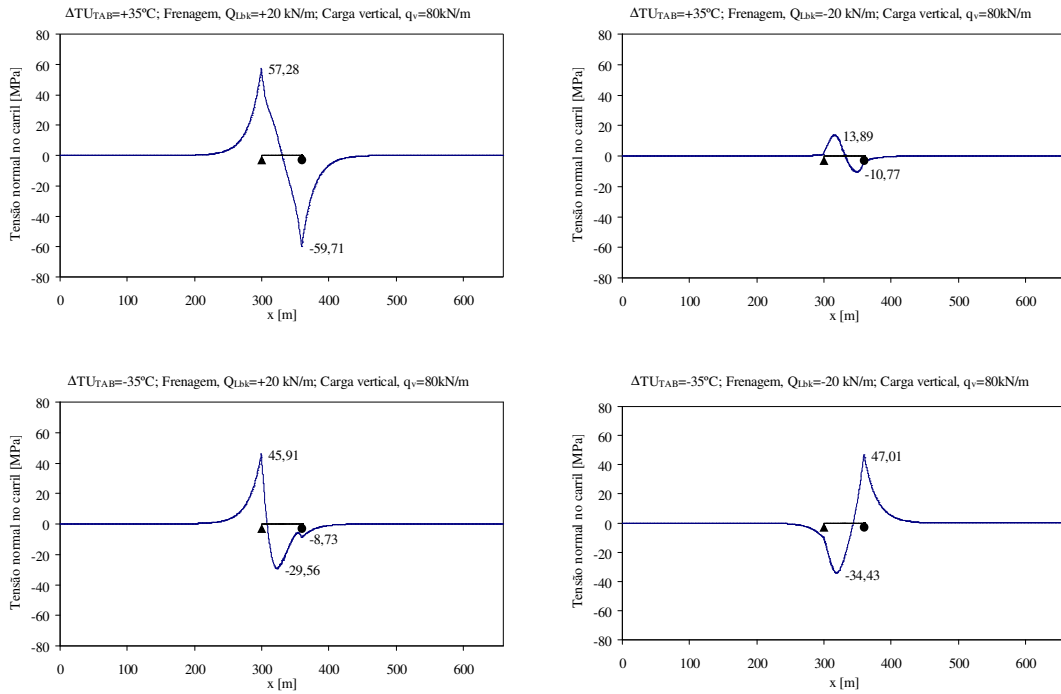


Figura 4.4 Variação de tensão normal nos carris para as combinações de acções

Os valores máximos absolutos da variação de tensão normal nos carris de compressão e de tracção ocorrem para a combinação da variação de temperatura positiva, da frenagem actuando com o sentido apoio fixo apoio móvel e da carga vertical, e são iguais a:

i) Em tracção, $\Delta\sigma_{\max} = +47,01 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{adm} = 92,00 \text{ MPa}$;

ii) Em compressão, $\Delta\sigma_{\min} = -59,71 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{adm} = -72,00 \text{ MPa}$.

Conclui-se que as variações de tensão normal máximas e mínimas são inferiores aos respectivos limites regulamentares.

b) Deslocamentos do tabuleiro

Os deslocamentos longitudinais do tabuleiro devido à frenagem, lidos no centro de gravidade, são:

i) na extremidade fixa: $\delta_B = 0,1mm < 5,0mm$;

ii) na extremidade móvel: $\delta_B = 3,2mm < 5,0mm$.

Ambos os deslocamentos longitudinais absolutos do tabuleiro são inferiores aos valores máximos admissíveis, satisfazendo assim o critério de segurança.

Os deslocamentos longitudinais relativos da face superior do tabuleiro devidos à carga vertical nas suas extremidades são:

i) na extremidade fixa: $\delta_H = 3,6mm < 8,0mm$;

ii) na extremidade móvel: $\delta_H = 0,4mm < 8,0mm$.

O deslocamento longitudinal da face superior é máximo na extremidade do tabuleiro sobre o apoio fixo e inferior ao limite máximo admissível.

4.3.2.2 Relativos às reacções longitudinais no apoio fixo do tabuleiro

As reacções longitudinais no apoio fixo do tabuleiro para cada uma das acções são:

a) Frenagem: $R_{Lbk} = \mp 340,44 \text{ kN}$;

b) Variação de temperatura uniforme: $R_{\Delta T} = \pm 479,26 \text{ kN}$;

c) Carga vertical: $R_{qH} = 459,60 \text{ kN}$.

Assim, as reacções longitudinais máximas e mínimas no apoio fixo devido aos efeitos da interacção via – estrutura, determinados de acordo com a expressão (2.5), são respectivamente:

a) $R_L^{\max} = 0,8 \times 340,44 + 0,6 \times 479,26 + 0,8 \times 459,60 = 927,59 \text{ kN}$;

b) $R_L^{\min} = 0,8 \times (-3240,44) + 0,6 \times (-479,26) + 0 \times 459,60 = -559,91 \text{ kN}$.

A reacção longitudinal total máxima no apoio fixo resulta da combinação da variação de temperatura uniforme positiva, da carga vertical e da frenagem no sentido do apoio móvel para o apoio fixo.

4.3.3 Resultados da metodologia de análise simplificada

4.3.3.1 Relativos à verificação da segurança da via

A verificação da segurança da via é efectuada com recurso à metodologia simplificada presente no Anexo G.3 da EN1991-2.

A aplicação desta metodologia tem subjacente a determinação prévia do deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro, a qual é efectuada considerando apenas a modelação do tabuleiro. Para o caso em estudo, o deslocamento da face superior do tabuleiro devido à carga uniformemente distribuída de 80 kN/m é igual a 7,9 mm.

Considerando o deslocamento referido e dado tratar-se de uma estrutura com um comprimento de dilatação de 60,00 m e com uma rigidez longitudinal equivalente da subestrutura de $K_2=2000 \cdot L$ kN/m por metro de tabuleiro, no gráfico da Figura 4.5 seguinte verifica-se que o ponto (7,9 mm; 60,0 m) é coincidente com a curva correspondente à rigidez da subestrutura no presente caso e por isso encontra-se no domínio em que é verificada a segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura.

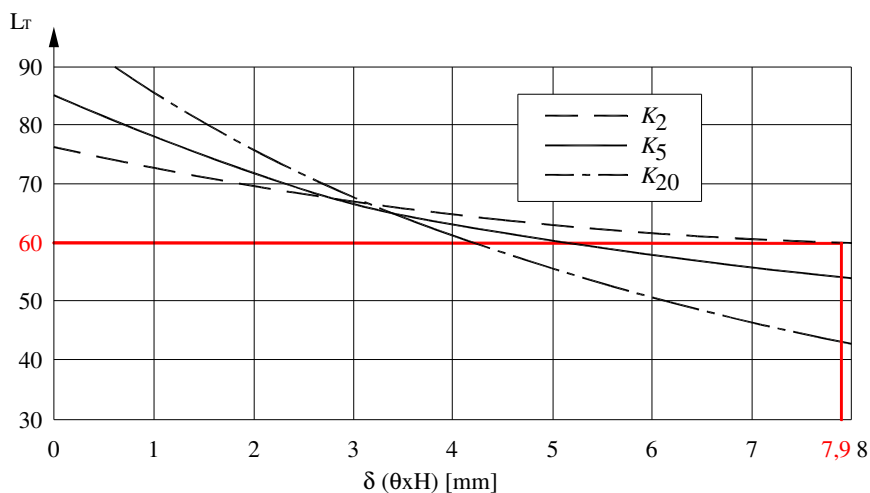


Figura 4.5 Limite admissível da segurança da via para sistemas constituídos por tabuleiros de um único troço com $\alpha = 1 \times 10^{-5}$ [1/°C], $\Delta T = 35$ °C e $k_{20}/k_{60} = 20/60$ kN/m

Conclui-se assim que, de acordo com a aplicação da metodologia simplificada a este caso de referência, é verificada a segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura.

4.3.3.2 Relativos às reacções longitudinais do apoio fixo do tabuleiro

As reacções de apoio longitudinais para cada uma das acções consideradas foram determinadas de acordo com as expressões presentes no Anexo G.3 da EN1991-2 e tomam os valores seguintes:

a) Frenagem:

$$R_{Lbk} = 82 \times 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$$

$$R_{Lbk} = 82 \times 10^{-3} \times 60^{0,9} \times (120 \times 10^3)^{0,4} = \pm 351,42 \text{ kN} ;$$

b) Variação de temperatura uniforme:

$$R_{\Delta T} = (0,34 + 0,013 \times k) \times L^{0,95} \times K^{0,25}$$

$$R_{\Delta T} = (0,34 + 0,013 \times 20) \cdot 60^{0,95} \cdot (120 \times 10^3)^{0,25} = \pm 546,00 \text{ kN} ;$$

c) Carga vertical:

$$R_{\theta H} = 0,11 \times L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times (\theta H)^{0,86}$$

$$R_{\theta H} = 0,11 \times 60^{0,22} \times (120 \times 10^3)^{0,5} \times (1,1 - 0,2) \times 7,9^{0,86} = 499,32 \text{ kN} ;$$

As reacções longitudinais totais máxima e mínima, determinadas com base na expressão (2.5), tomam os seguintes valores:

$$R_L^{\max} = 0,80 \times 351,42 + 0,60 \times 546,00 + 0,80 \times 499,32 = 1008,19 \text{ KN} ,$$

$$R_L^{\min} = 0,80 \times (-351,42) + 0,60 \times (-546,00) + 0 = -608,74 \text{ KN} .$$

4.3.3.3 Relativos aos deslocamentos do tabuleiro

O deslocamento longitudinal do tabuleiro devido à frenagem, δ_B , é determinado a partir da reacção apresentada na secção (4.3.3.2) e é igual a:

$$\delta_B = \frac{R_{Lbk}}{K} = \frac{351,42}{120\,000} \times 10^3 = 2,9 \text{ mm} < 5,0 \text{ mm} .$$

O deslocamento longitudinal relativo da face superior do tabuleiro devido à carga vertical determinado a partir do modelo em que apenas é simulado o tabuleiro, é igual a 7,9 mm, inferior ao limite máximo admissível de 10,0 mm.

4.3.4 Comparação de resultados

A aplicação das metodologias numéricas e simplificadas ao caso de referência, permitiu concluir que em ambas as metodologias é verificada a segurança da via aos efeitos da interacção via - estrutura.

A aplicação das metodologias numéricas torna evidente a vantagem de permitir quantificar a variação de tensão normal nos carris e de permitir identificar a zona da via onde ocorrem os respectivos valores máximos e mínimos.

O facto do deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro (7,9 mm) ser quase coincidente com o limite de aplicabilidade do método, poderia fazer prever a ocorrência de valores máximos e mínimos das variações de tensão normal nos carris próximos dos limites admissíveis. Contudo, verifica-se que as variações de tensão normal nos carris máxima e mínima são iguais a +47,01 e -59,71 MPa, respectivamente, que correspondem a 62% e 82% dos respectivos valores admissíveis.

No que se refere à verificação dos deslocamentos máximos do sistema, δ_H e δ_B , ambos são inferiores aos respectivos valores limites, qualquer que seja a metodologia utilizada.

Os valores do deslocamento longitudinal do tabuleiro devido à frenagem para as duas metodologias aplicadas são da mesma ordem de grandeza, sendo o máximo resultante da aplicação das metodologias numéricas e deve-se à excentricidade da acção relativamente ao apoio, que a metodologia simplificada não permite tomar em consideração.

No que se refere ao deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido à carga vertical, δ_H , o deslocamento avaliado pela aplicação das metodologias numéricas é metade do determinado no modelo em que apenas é simulado o tabuleiro.

Os valores das reacções longitudinais do apoio fixo para cada uma das acções resultantes da aplicação da metodologia simplificada e para as respectivas combinações, são ligeiramente superiores às avaliadas através da metodologia numérica.

Para a frenagem, variação de temperatura e carga vertical, registam-se diferenças de aproximadamente 3%, 14% e 9%, respectivamente. Em termos de reacções longitudinais totais, registam-se diferenças de 9% para os valores máximos e mínimos.

4.4 TABULEIRO FORMADO POR UM ÚNICO TROÇO CONTÍNUO

4.4.1 Esquema estrutural

O presente caso é o de um tabuleiro de um único troço contínuo, formado por 3 tramos de 30,0 m, no qual se desenvolve uma via balastrada de BLS contínua sobre as juntas da estrutura (Figura 4.6).

A aplicação das metodologias numéricas e simplificadas a este caso visa evidenciar o efeito do posicionamento do apoio fixo num dos apoios intermédios do tabuleiro.

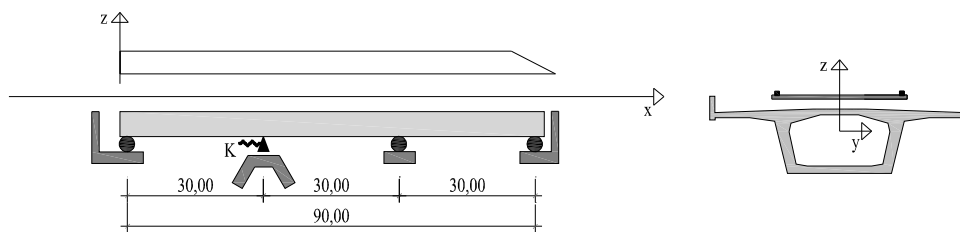


Figura 4.6 Esquema estrutural do sistema via – estrutura e esquema da secção transversal do tabuleiro

Da colocação do apoio fixo num apoio intermédio do tabuleiro resultam dois comprimentos de dilatação, um de 30,0 m e outro de 60,0 m. O apoio fixo é caracterizado por uma rigidez longitudinal equivalente igual a 450 000 kN/m, que corresponde neste caso a $K_5 = 5\,000 \cdot L$ kN/m por metro de tabuleiro e L representa o comprimento total do tabuleiro.

O tabuleiro é formado por de um material genérico para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa e um coeficiente de dilatação térmica (α) de $1,0 \times 10^{-5}$ $1/^\circ\text{C}$.

A secção transversal do tabuleiro adoptada na presente aplicação é uma secção genérica, com área (A) de $0,57 \text{ m}^2$, inércia à flexão (I) de $0,165 \text{ m}^4$, altura (H) de 3,00 m, com uma distância entre face inferior do tabuleiro e o centro de gravidade (v_i) de 2,64 m, uma distância entre o centro de gravidade e a via (ω) de 0,34 m e a relação adimensional ($\beta = v_i/H$) de 0,12.

O material constituinte dos carris é o aço macio, para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa. As características mecânicas do elemento de viga correspondentes às características de dois carris UIC60, área (A) igual a $153,80 \text{ cm}^2$, inércia

segundo o eixo principal (I) igual a $6110,0 \text{ cm}^4$. O coeficiente de dilatação do aço (α) foi tomado igual a $1,2 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$.

4.4.2 Resultados da metodologia de análise numérica

4.4.2.1 Relativos à verificação da segurança da via

Nesta secção são apresentados os resultados em termos de variações de tensão normal nos carris e deslocamentos do tabuleiro determinados com base nas análises numéricas, e a comparação com os respectivos valores limites.

a) Variação de tensão normal nos carris

Na Figura 4.7 são apresentadas graficamente as variações de tensão normal nos carris para a variação de temperatura uniforme positiva e negativa no tabuleiro ($\Delta T_{U_{TAB}}$).

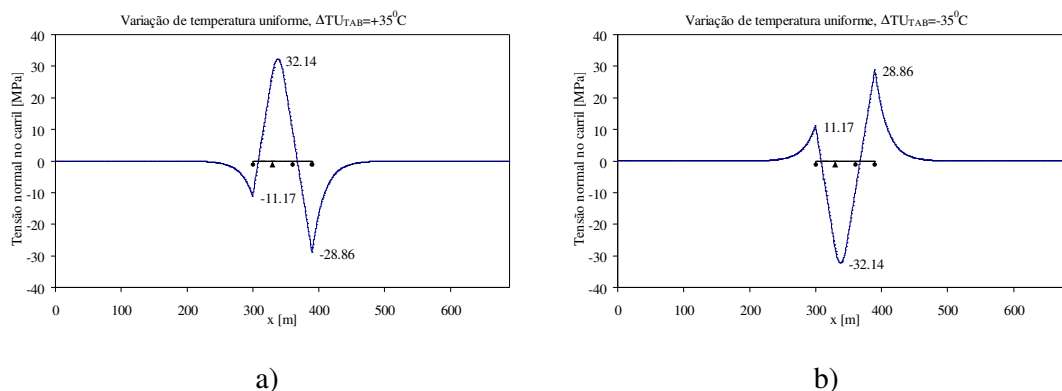


Figura 4.7 Variação de tensão normal nos carris para a variação de temperatura uniforme
a) positiva e b) negativa

No caso do presente tabuleiro com o apoio fixo num dos apoios intermédios, as variações de tensão normal nos carris máximas absolutas ocorrem sobre o apoio fixo do tabuleiro. Nas extremidades móveis do tabuleiro registam-se picos de variações de tensão normal nos carris e com sinal contrário à anterior.

Este tipo de distribuição de variações de tensão normal nos carris deve-se à existência de dois comprimentos de dilatação do tabuleiro, de 30,0 e 60,0 m, que solicitados pela

variação de temperatura uniforme se deformam longitudinalmente mas com sentidos opostos.

Nas Figuras 4.8 a 4.14 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris para as acções da carga vertical e da frenagem dispostas sobre o tabuleiro no 1º tramo, no 2º tramo, nos 1º e 2º tramos, nos 1º e 3º tramos, nos 1º, 2º e 2º tramos, nos 2º e 3º tramos e no 3º tramo. Para cada uma das disposições de cargas, são apresentadas ainda as combinações de acções das referidas cargas com a variação de temperatura uniforme no tabuleiro positiva e negativa, realizadas de acordo com a expressão (2.5).

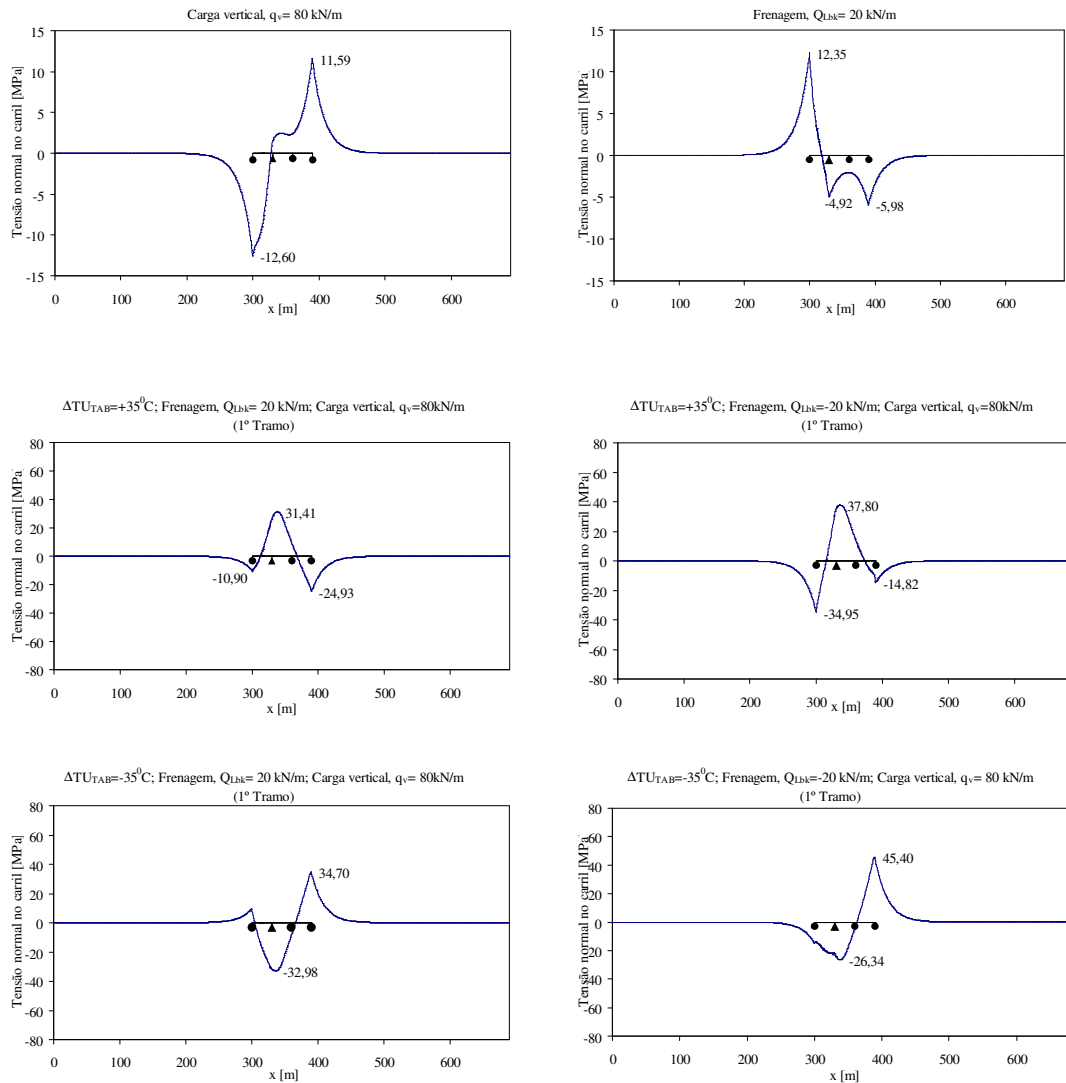


Figura 4.8 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 1º tramo e respectivas combinações de acções

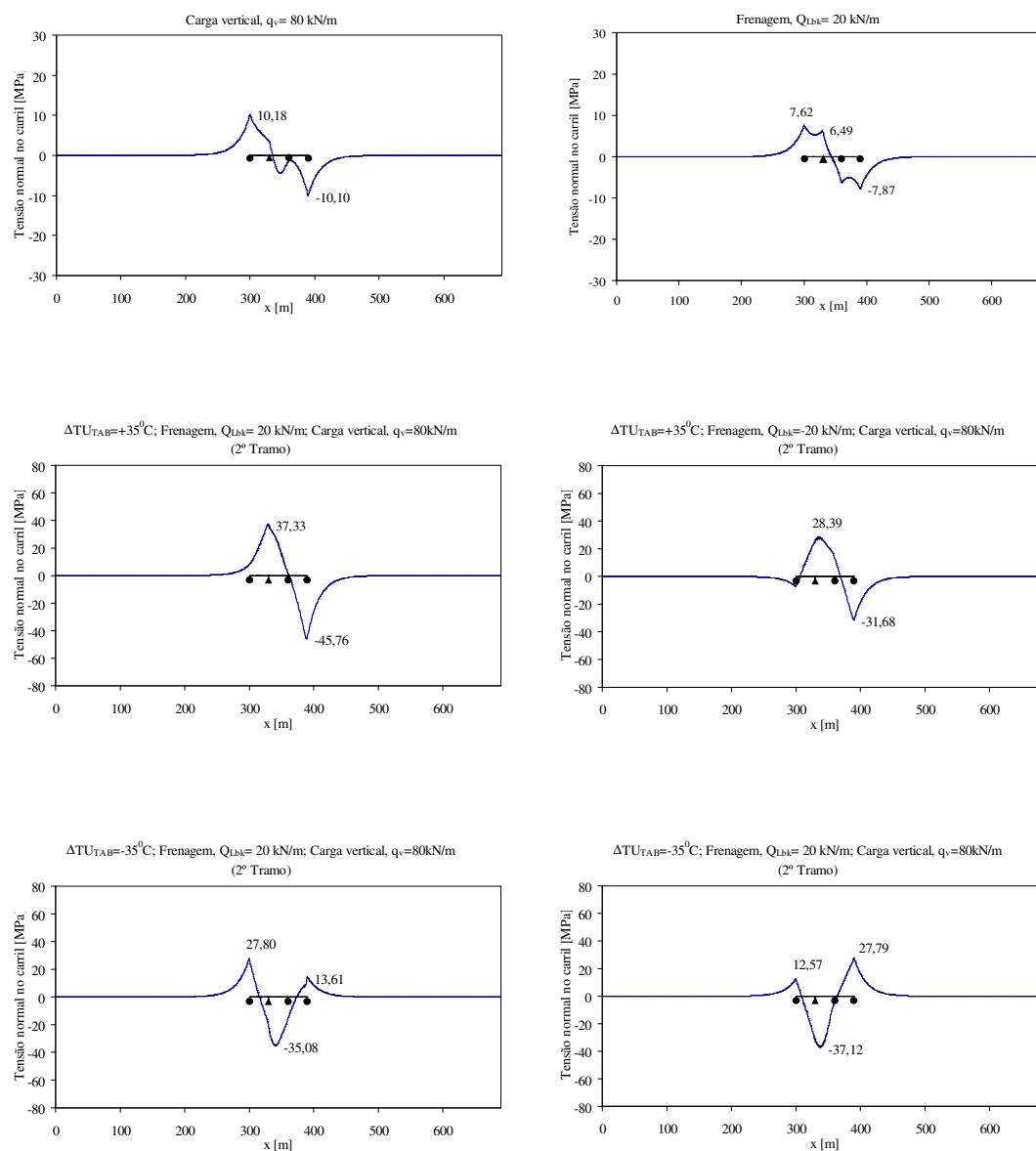


Figura 4.9 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 2º tramo e para as respectivas as combinações de acções

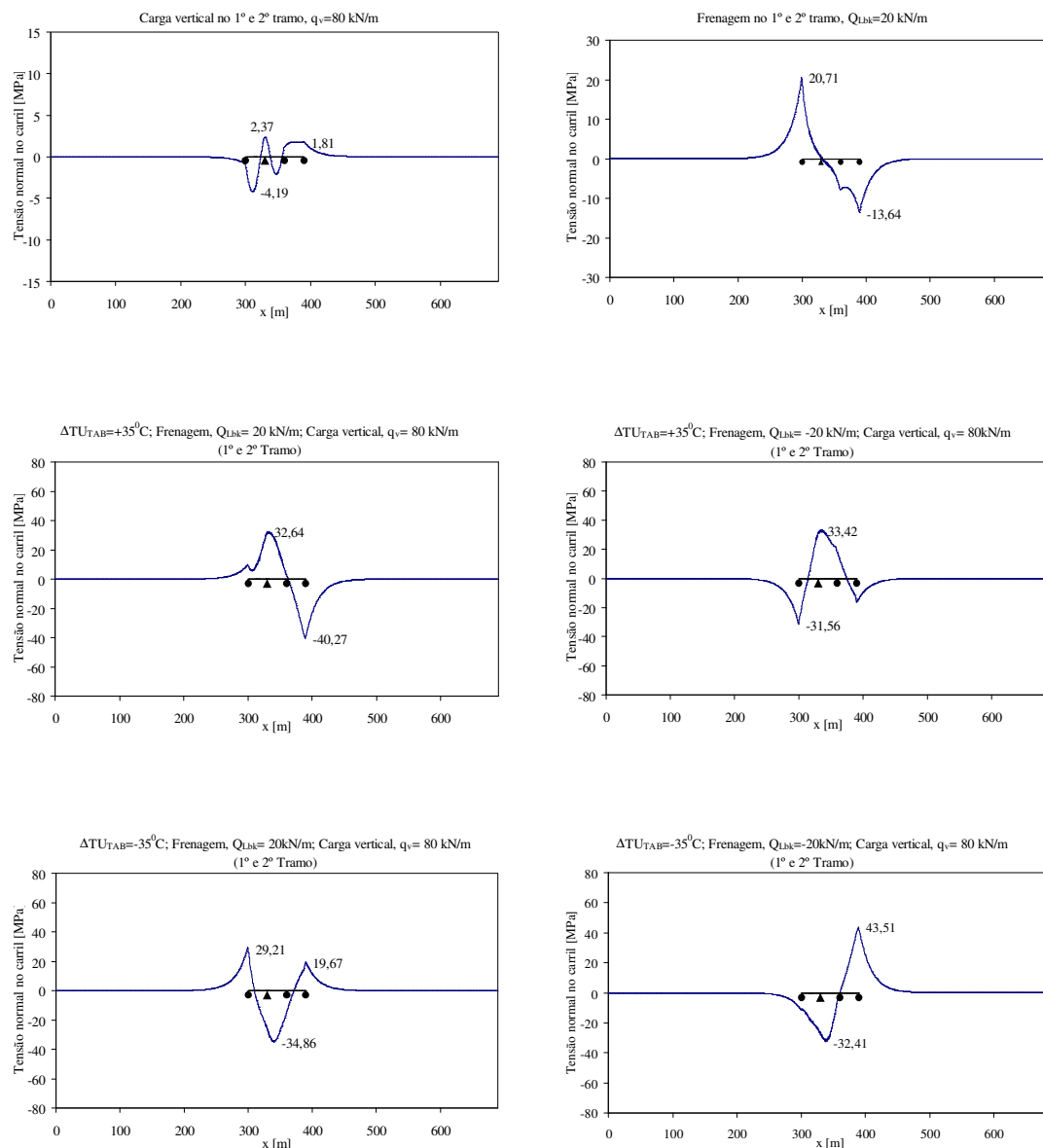


Figura 4.10 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 1º e 2º tramo e para as respectivas as combinações de acções

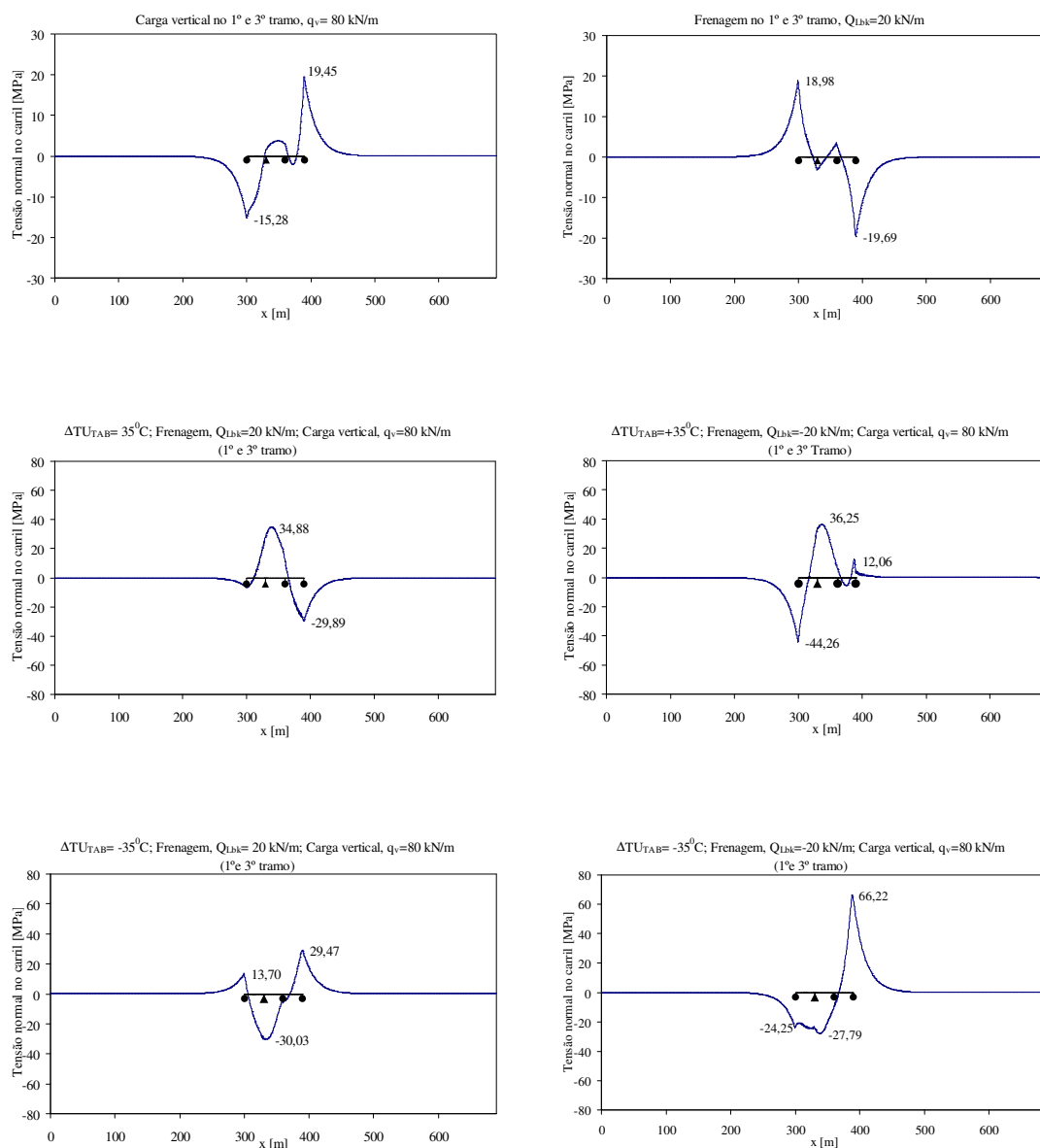


Figura 4.11 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 1º e 3º tramos e para as respectivas as combinações de acções

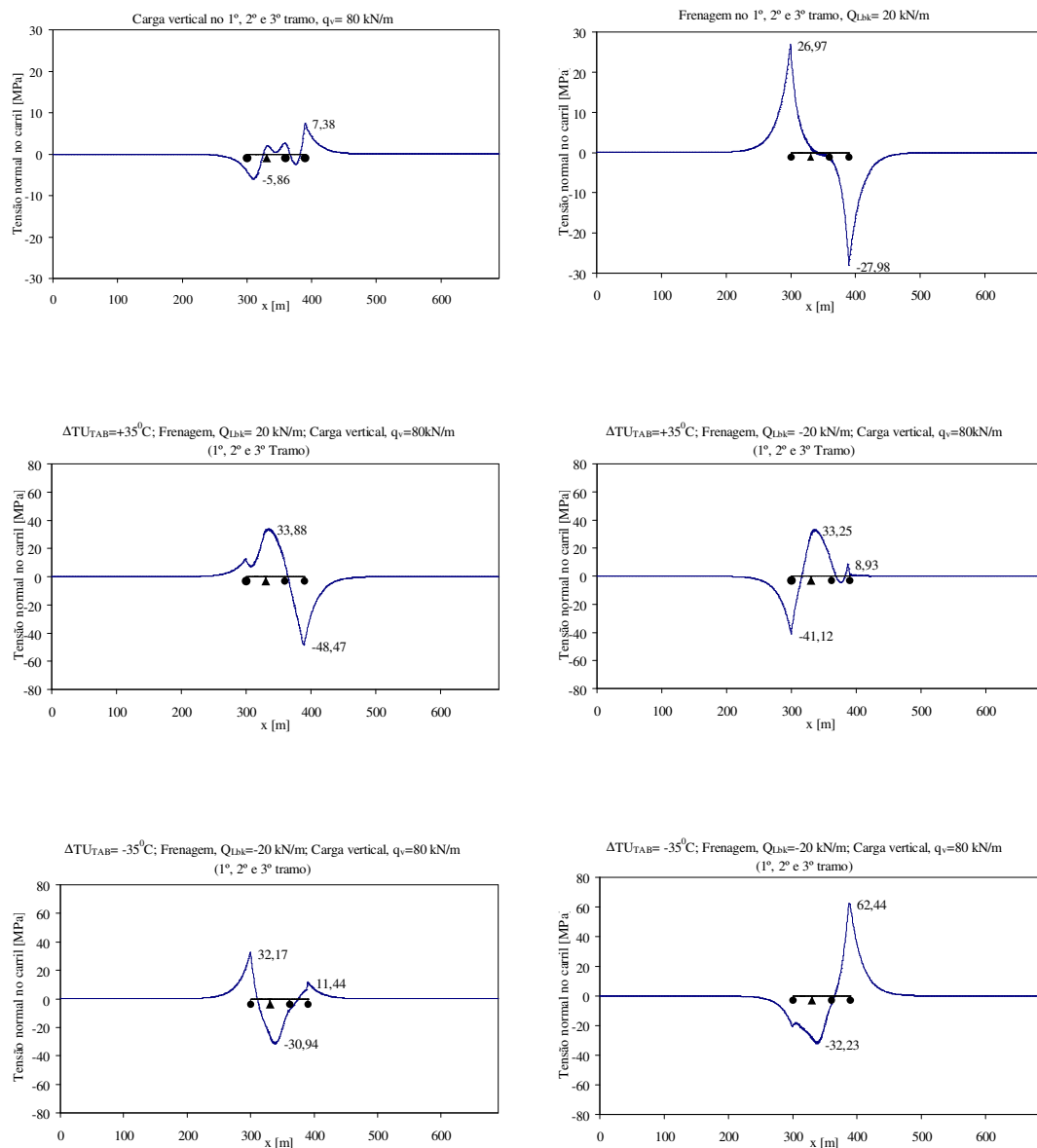


Figura 4.12 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 1º, 2º e 3º tramos e para as respectivas as combinações de acções

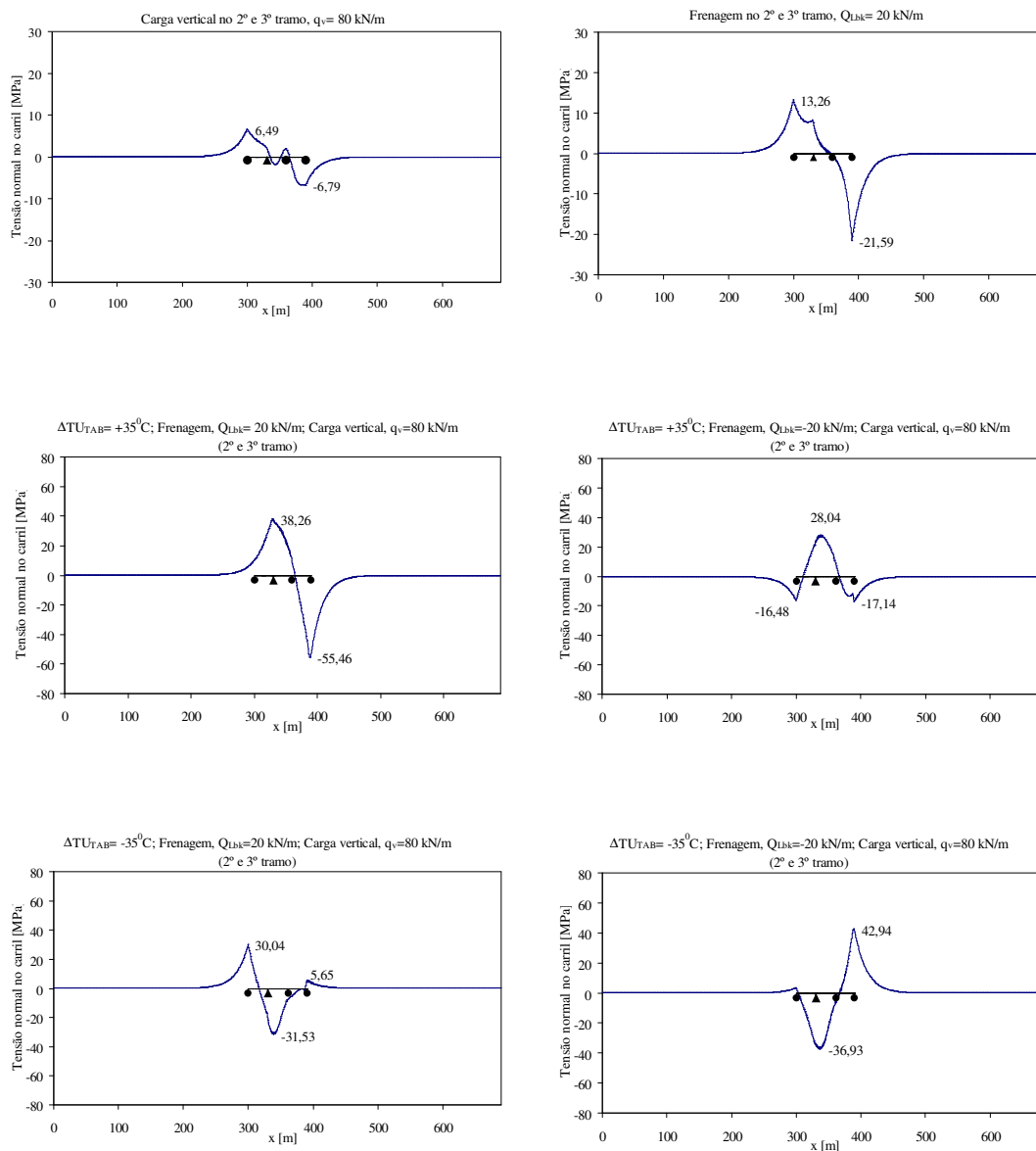


Figura 4.13 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 2º e 3º tramos e para as respectivas as combinações de acções

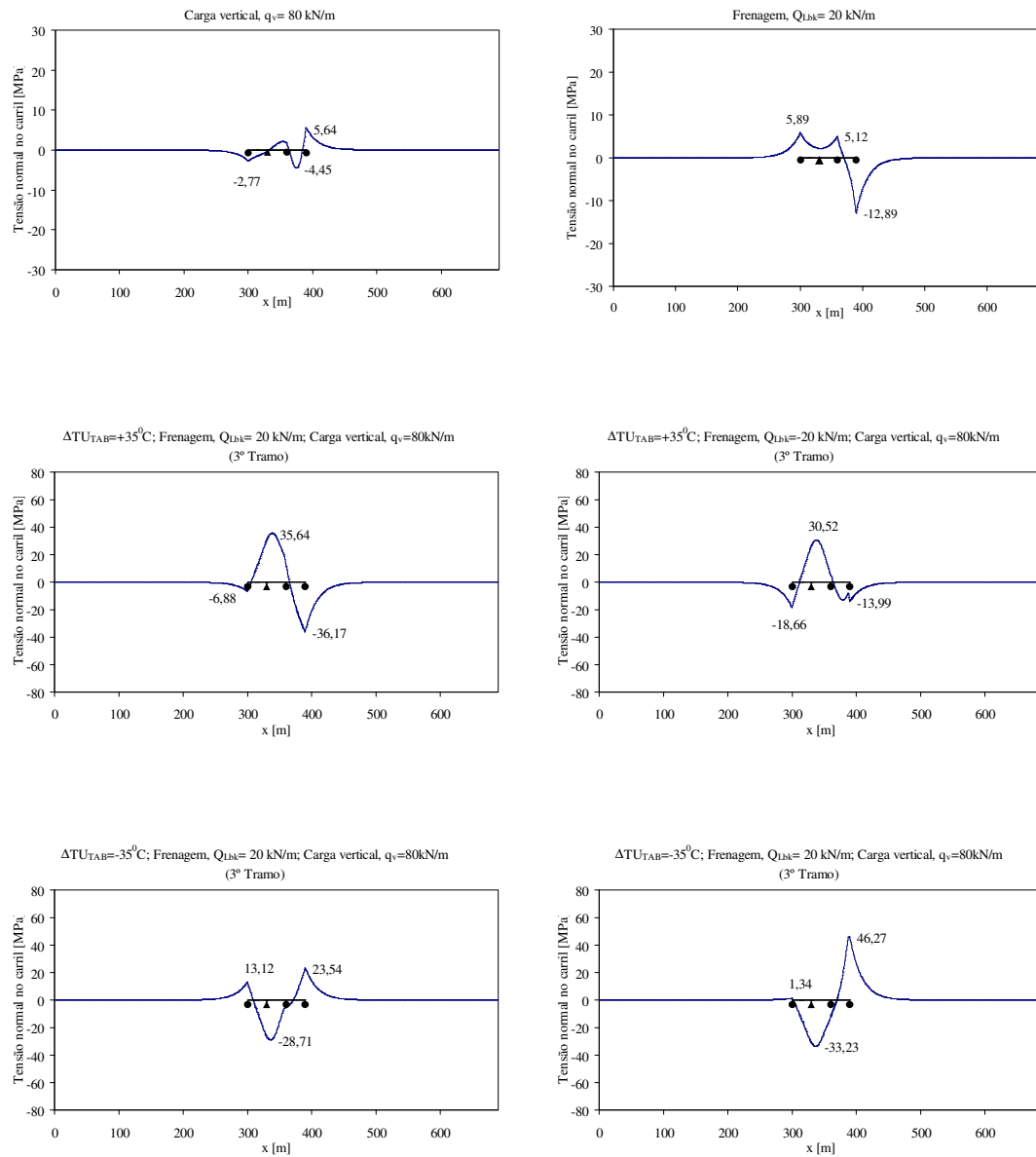


Figura 4.14 Variação de tensão normal nos carris para as acções carga vertical e frenagem no 3º tramo e para as respectivas as combinações de acções

O Quadro 4.1 sintetiza os valores máximos ($\Delta\sigma_{max}$) e mínimos ($\Delta\sigma_{min}$) das variações de tensão normal no carril resultantes das combinações de acções consideradas.

Quadro 4.1 Variação de tensão máxima e mínima nos carris para cada uma das combinações de acções analisadas

Posicionamento das acções ferroviárias no tabuleiro	$\Delta\sigma_{max}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{min}$ [MPa]
1º Tramo	45,40	-34,95
2º Tramo	27,79	-45,76
1º e 2º Tramos	43,51	-40,27
1º e 3º Tramos	66,22	-44,26
1º, 2º e 3º Tramos	62,44	-48,47
2º e 3º Tramos	42,94	-55,46
3º Tramo	46,27	-36,17

Note-se que os valores máximos e mínimos ocorrem para condições de carga distintos, no que se refere ao posicionamento das acções de tráfego.

Os valores da variação de tensão normal nos carris são iguais a:

i) Em tracção, $\Delta\sigma_{max} = +66,22 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{adm} = 92,00 \text{ MPa}$;

ii) Em compressão, $\Delta\sigma_{min} = -55,46 \text{ MPa} < \Delta\sigma_{adm} = -72,00 \text{ MPa}$.

Os valores máximos e mínimos da variação de tensão normal nos carris são inferiores aos respectivos limites.

b) Deslocamentos do tabuleiro

No Quadro 4.2 são apresentados os deslocamentos longitudinais de cada uma das extremidades do tabuleiro devido à frenagem para cada posição de carga analisada.

Quadro 4.2 Deslocamento longitudinal do tabuleiro devido à frenagem para cada uma das posições de carga consideradas

Posicionamento das acções no tabuleiro	$\delta_B [mm]$	
	Extremidade esquerda	Extremidade direita
1º Tramo	1,1	1,0
2º Tramo	1,1	1,2
1º e 2º Tramos	2,2	2,2
1º e 3º Tramos	1,9	2,0
1º, 2º e 3º Tramos	3,0	3,2
2º e 3º Tramos	2,1	2,3
3º Tramo	1,0	1,1

Os deslocamentos longitudinais máximos do tabuleiro devido à frenagem, lidos no centro de gravidade, são iguais a:

i) na extremidade esquerda: $\delta_B = 3,0mm < 5,0mm$;

ii) na extremidade direita: $\delta_B = 3,2mm < 5,0mm$.

Os deslocamentos longitudinais das duas extremidades do tabuleiro são da mesma ordem de grandeza e inferiores ao limite máximo admissível.

Os deslocamentos longitudinais da face superior do tabuleiro devidos à carga vertical para as posições de carga consideradas são indicados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 Deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido à carga vertical para cada uma das posições consideradas

Posicionamento das acções no tabuleiro	$\delta_H [mm]$	
	Extremidade esquerda	Extremidade direita
1º Tramo	-2,0	-2,0
2º Tramo	1,6	1,9
1º e 2º Tramos	-0,3	-0,3
1º e 3º Tramos	-2,4	-2,3
1º, 2º e 3º Tramos	-0,8	-0,8
2º e 3º Tramos	1,2	1,1
3º Tramo	-0,4	-1,1

Os deslocamentos longitudinais relativos da face superior do tabuleiro devidos à carga vertical nas suas extremidades são:

iii) na extremidade esquerda: $\delta_{H,F} = |-2,4| mm < 8,0 mm$;

iv) na extremidade direita: $\delta_{H,M} = |-2,3| mm < 8,0 mm$.

Os deslocamentos longitudinais da face superior do tabuleiro são da mesma ordem de grandeza e com valores inferiores ao valor limite admissível de 8,0 mm.

4.4.2.2 Relativos às reacções longitudinais no apoio fixo do tabuleiro

As reacções longitudinais no apoio fixo do tabuleiro para a frenagem (R_{Lbk}) e para a carga vertical ($R_{\theta H}$) são indicadas nos Quadros 4.4 e 4.5 respectivamente, para as disposições de cargas consideradas.

Quadro 4.4 Reacção longitudinal no apoio fixo para a frenagem para cada disposição de cargas analisada

Posicionamento das acções no tabuleiro	R_{Lbk} [kN]
1º Tramo	-318,30
2º Tramo	-361,99
1º e 2º Tramos	-671,94
1º e 3º Tramos	-605,56
1º, 2º e 3º Tramos	-955,27
2º e 3º Tramos	-664,24
3º Tramo	-311,21

A análise do Quadro 4.4 permite verificar que a maior reacção longitudinal em valor absoluto ocorre para a frenagem aplicada em todo o tabuleiro.

Quadro 4.5 Reacção longitudinal no apoio fixo para a acção da carga vertical para cada disposição de cargas analisada

Posicionamento das acções no tabuleiro	$R_{\theta H}$ [kN]
1º Tramo	-371,71
2º Tramo	311,74
1º e 2º Tramos	-40,86
1º e 3º Tramos	-533,75
1º, 2º e 3º Tramos	-177,17
2º e 3º Tramos	-208,60
3º Tramo	-129,32

No Quadro 4.5 verifica-se que a maior reacção longitudinal em valor absoluto ocorre para a carga vertical aplicada no 1º e 3º tramos.

A reacção longitudinal no apoio fixo devido à variação uniforme da temperatura ($R_{\Delta T}$) no tabuleiro é igual a:

$$R_{\Delta T} = \pm 302,57 \text{ kN}.$$

As reacções longitudinais máximas e mínimas no apoio fixo devido aos efeitos da interacção via – estrutura, determinados de acordo com a expressão (2.5), são apresentadas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 Reacções longitudinais totais (R_L) no apoio fixo para cada uma das disposições de carga consideradas

Posicionamento das acções no tabuleiro	R_L^{\max} [kN]	R_L^{\min} [kN]
1º Tramo	436,16	-733,53
2º Tramo	720,53	-471,13
1º e 2º Tramos	719,08	-751,76
1º e 3º Tramos	665,97	-1092,97
1º, 2º e 3º Tramos	945,74	-1087,48
2º e 3º Tramos	712,92	-879,80
3º Tramo	430,51	-533,97

Resumidamente, as reacções longitudinais máximas (R_L^{\max}) e mínimas (R_L^{\min}) no apoio fixo devido aos efeitos da interacção via – estrutura, assumem os valores de:

- a) $R_L^{\max} = 945,74 \text{ kN}$;
- b) $R_L^{\min} = -1092,97 \text{ kN}$.

4.4.3 Resultados da metodologia de análise simplificada

4.4.3.1 Verificação da segurança da via

A verificação da segurança da via é efectuada com recurso à metodologia simplificada presente no Anexo G.3 da EN1991-2.

A aplicação desta metodologia tem subjacente a determinação prévia do deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro, a qual é efectuada considerando apenas a modelação do tabuleiro. Para o caso em estudo, o deslocamento da face superior do tabuleiro devido à carga uniformemente distribuída de 80 kN/m é igual a 4,7 mm.

Considerando o deslocamento referido e dado tratar-se de uma estrutura com um comprimento de dilatação máximo de 60,00 m e com uma rigidez longitudinal equivalente da subestrutura de $5\,000 \cdot L$, no gráfico da Figura 4.15 seguinte verifica-se que o ponto (4,7 mm; 60,0 m) localiza-se abaixo da curva interpolada correspondente à rigidez da subestrutura para o presente caso e por isso encontra-se no domínio em que é verificada a segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura.

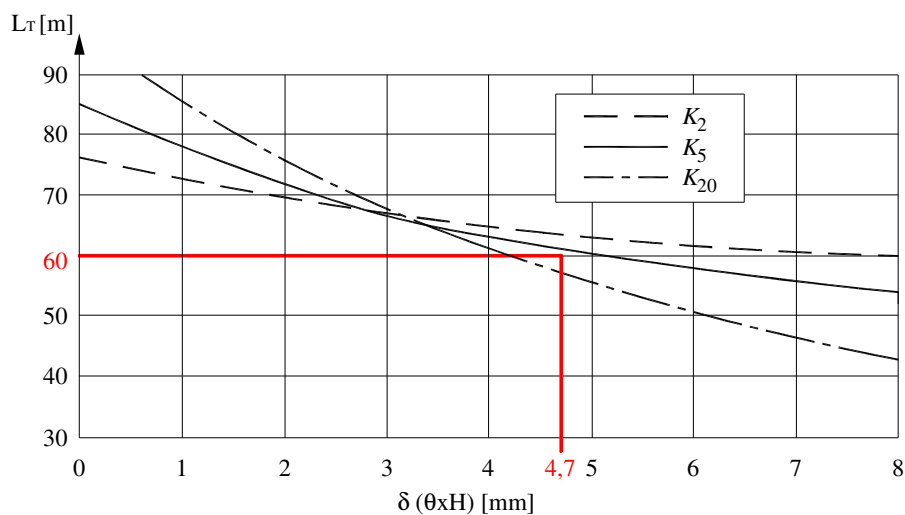


Figura 4.15 Limite admissível da segurança da via para sistemas constituídos por tabuleiros de um único troço com $\alpha = 1 \times 10^{-5} [1/^{\circ}\text{C}]$, $\Delta T = 35^{\circ}\text{C}$ e $k_{20}/k_{60} = 20/60 \text{ kN/m}$

4.4.3.2 Relativos às reacções longitudinais do apoio fixo do tabuleiro

As reacções de apoio longitudinais para cada uma das acções consideradas foram determinadas de acordo com as expressões presentes no Anexo G.3 da EN1991-2 e tomam os valores seguintes:

a) Frenagem:

$$R_{Lbk} = 82 \times 10^{-3} \times L^{0,9} \times K^{0,4}$$

$$R_{Lbk} = 82 \times 10^{-3} \times 90^{0,9} \times (450 \times 10^3)^{0,4} = \mp 858,85 \text{ kN} ;$$

b) Variação de temperatura uniforme:

$$R_{\Delta T}(L_{Ti}) = (0,34 + 0,013 \cdot k) \cdot L^{0,95} \cdot K^{0,25}$$

$$\begin{aligned} R_{\Delta T}(L_{T1} = 30,0m) &= (0,34 + 0,013 \cdot 20) \cdot 30^{0,95} \cdot (450 \times 10^3)^{0,25} \\ &= \mp 393,30 \text{ kN}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\Delta T}(L_{T2} = 60,0m) &= (0,34 + 0,013 \cdot 20) \cdot 60^{0,95} \cdot (450 \times 10^3)^{0,25} \\ &= \pm 759,80 \text{ kN}, \end{aligned}$$

$$F_{\Delta T} = F_{\Delta T}(L_{T1} = 30,0m) + F_{\Delta T}(L_{T2} = 60,0m)$$

$$R_{\Delta T} = \mp 393,30 \pm 759,80 = \pm 366,50 \text{ kN} ;$$

c) Carga vertical:

$$R_{\theta H} = 0,11 \times L^{0,22} \times K^{0,5} \times (1,1 - \beta) \times (\theta H)^{0,86}$$

$$R_{\theta H} = 0,11 \times 30^{0,22} \times (450 \times 10^3)^{0,5} \times (1,10 - 0,12) \times (4,7)^{0,86} = 578,36 \text{ kN} ;$$

As reacções longitudinais totais máxima e mínima, determinadas com base na expressão (2.5), tomam os seguintes valores:

$$R_L^{\max} = 0,80 \times 858,85 + 0,60 \times 366,50 + 0,80 \times 578,36 = 1369,67 \text{ kN} ;$$

$$R_L^{\min} = 0,80 \times (-858,85) + 0,60 \times (-366,50) + 0 = -906,98 \text{ kN} .$$

4.4.3.3 Relativos aos deslocamentos do tabuleiro

O deslocamento longitudinal do tabuleiro devido à frenagem, δ_B , é determinado a partir da reacção apresentada na secção 4.4.3.2 e é igual a:

$$\delta_B = \frac{R_{Lbk}}{K} = \frac{858,85}{450\,000} \times 10^3 = 1,9 \text{ mm} < 5,0 \text{ mm}.$$

O deslocamento longitudinal relativo da face superior do tabuleiro devido à carga vertical determinado a partir do modelo em que apenas é simulado o tabuleiro, como referido anteriormente, é igual a 4,7 mm, inferior ao limite máximo admissível de 10,0 mm.

4.4.4 Comparação de resultados

A aplicação das metodologias numéricas e simplificadas ao caso em análise, permite concluir que em ambas as metodologias é verificada a segurança da via aos efeitos da interacção via - estrutura.

A variação de tensão normal de tracção e de compressão nos carris é em qualquer caso inferior aos respectivos limites, e são iguais a +66,22 MPa e a -55,46 MPa respectivamente, que correspondem a 72% e 77% dos respectivos valores admissíveis.

No que se refere à verificação dos deslocamentos máximos do sistema, δ_H e δ_B , são inferiores aos respectivos valores limites, independentemente da metodologia utilizada.

Os valores do deslocamento longitudinal do tabuleiro devido à frenagem para as duas metodologias aplicadas são da mesma ordem de grandeza, sendo o maior dos valores resultante da aplicação da metodologia numérica e deve-se à excentricidade da acção relativamente ao apoio, facto que a metodologia simplificada não permite tomar em consideração.

O deslocamento longitudinal absoluto do tabuleiro devido à frenagem, δ_B , determinado pela metodologia simplificada, é igual a 1,9 mm, inferior ao avaliado pela metodologia numérica que é igual a 3,2 mm.

Caso o deslocamento longitudinal relativo do tabuleiro devido à acção da frenagem, δ_B , fosse determinado a partir da reacção de apoio obtida na metodologia numérica, tomaria o valor de:

$$\delta_B = \frac{R_{Lbk}}{K} = \frac{|-955,27|}{450\,000} \times 10^3 = 2,1 \text{ mm}.$$

A diferença entre o valor calculado e o valor medido no modelo do tabuleiro da metodologia numérica, permite concluir que 52,4% do deslocamento deve-se à flexão do tabuleiro que resulta da aplicação excêntrica da acção da frenagem relativamente ao centro de gravidade do tabuleiro.

No que se refere ao deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido à carga vertical, δ_H , o deslocamento avaliado pela aplicação da metodologia numérica é metade do determinado do modelo do tabuleiro sem a consideração da componente da via.

No que se refere às reacções longitudinais no apoio fixo para cada uma das acções consideradas, à excepção da carga vertical, os valores resultantes da aplicação da metodologia simplificada são superiores às obtidas através das metodologias numéricas. Contudo, a metodologia simplificada produz uma reacção longitudinal para a carga vertical inferior à determinada pela metodologia numérica.

Em termos de reacções longitudinais totais, as metodologias simplificadas proporcionam os maiores valores das reacções de apoio longitudinais máximas e mínimas.

CAPÍTULO 5

APLICAÇÃO AO ESTUDO DO VIADUTO SOBRE O RIO MOROS DA LINHA DE ALTA VELOCIDADE SEGOVIA – VALLADOLID

5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo é apresentada a aplicação ao estudo da interacção via – estrutura do viaduto sobre o rio Moros, inserido na linha de alta velocidade espanhola no lanço Segóvia - Valladolid, da rede de alta velocidade espanhola.

O viaduto objecto do estudo da interacção via – estrutura é descrito na secção (5.2) e foi analisado com através da metodologia numérica mais simples descrita no Capítulo 3, para a qual foi realizada a modelação numérica do sistema (5.3).

Foi realizada uma análise de sensibilidade (5.4) em relação a alguns parâmetros que participam na interacção via - estrutura, nomeadamente a rigidez longitudinal equivalente da subestrutura, o tipo de via, o comprimento da via sobre o aterro e o deslocamento limite elástico que caracteriza o interface via – estrutura.

Seguidamente, são apresentados os resultados da análise da interacção via – estrutura do viaduto em estudo (5.5), nomeadamente as variações de tensão normal nos carris, os deslocamentos horizontais do tabuleiro e as reacções longitudinais do apoio fixo do tabuleiro.

Com base nos resultados anteriores, a segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura é verificada na secção (5.6) de acordo com os critérios de segurança enunciados na EN1991-2, determinando-se em seguida as reacções longitudinais totais do apoio fixo do tabuleiro (5.7) e apresentando as principais conclusões do presente estudo (5.8).

5.2 DESCRIÇÃO DO VIADUTO

O viaduto sobre o rio Moros objecto insere-se na linha de alta velocidade Segóvia – Valladolid, sublanço I, secção 2, entre os quilómetros PK 105 +370 e PK 105 + 845. Apresenta-se na Figura 5.1 a respectiva localização.



Figura 5.1 Localização geográfica do viaduto

O viaduto é constituído por um tabuleiro de um único troço, contínuo, em viga caixão, simplesmente apoiado, com 476,0 m de desenvolvimento repartidos por 7 tramos intermédios com 56,0 m de vão e 2 tramos de extremidade com 42,0 m de vão.

Na Figura 5.2 é apresentada a planta, o alçado e a planta da disposição e tipos de apoios do viaduto.

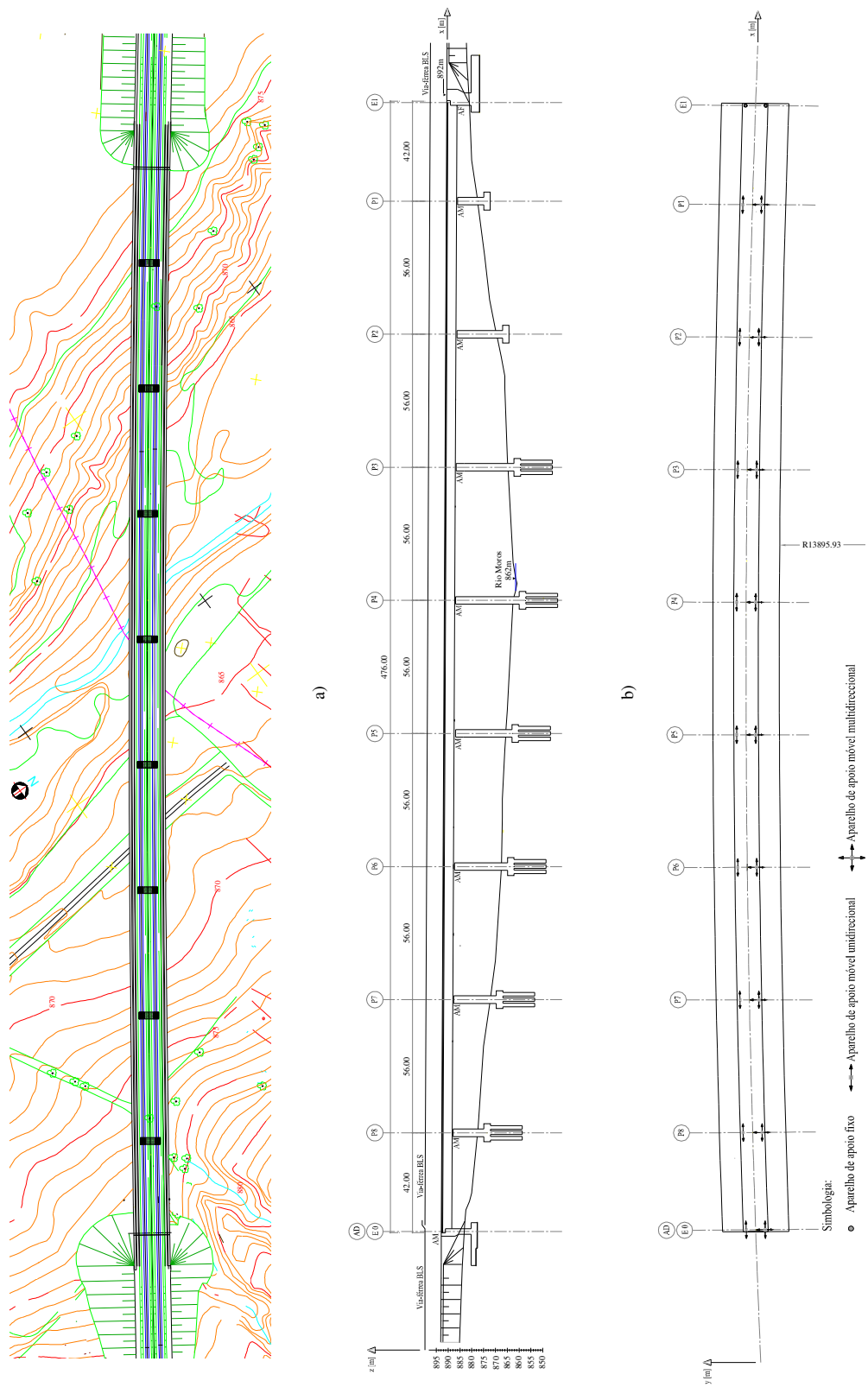


Figura 5.2 Viaduto sobre o rio Moros: a) planta geral, b) alçado e c) planta dos aparelhos de apoio (adaptado de Parra (2005))

O tabuleiro em betão armado pré – esforçado é caracterizado por uma secção transversal com uma largura de 14,00 m e uma altura de 4,40 m, (Figura 5.3). A laje superior tem uma espessura de 0,30 m na zona central do tabuleiro e 0,55 m na proximidade das almas. As consolas têm uma espessura variável entre 0,50 m junto das almas e 0,20m nas extremidades. A laje inferior do tabuleiro tem uma espessura constante de 0,30 m. As almas do tabuleiro têm espessura constante de 0,60 m.

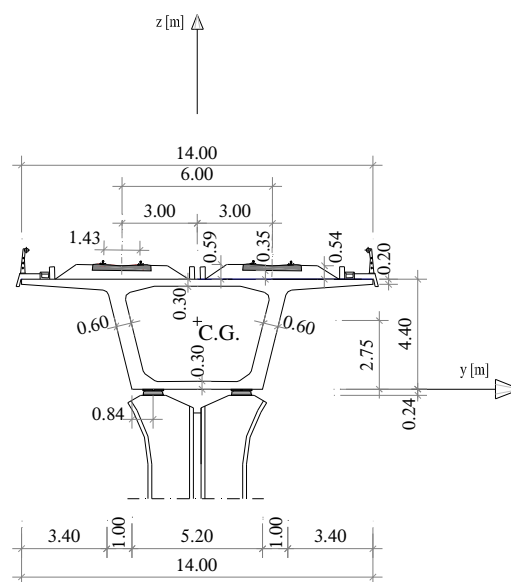


Figura 5.3 Secção transversal tipo do tabuleiro (adaptado de Parra, 2005)

A combinação do traçado da via e da morfologia do vale define a altura dos pilares e encontros. Os pilares apresentam uma altura variável entre os 9,00 e os 30,00 m.

As características geotécnicas do solo no local, a morfologia do vale e a necessidade de garantir uma elevada rigidez para o controlo dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro, condicionaram a localização do apoio longitudinal fixo do tabuleiro, tendo este sido posicionado do lado do encontro E1.

Transversalmente, em cada par de aparelhos de apoio sobre os pilares intermédios e encontro E0, apenas um dos aparelhos de apoio restringe os movimentos nessa direcção. No encontro E1, ambos os aparelhos de apoio restringem os movimentos transversais.

Sobre o tabuleiro desenvolvem-se duas vias com bitola europeia, com um afastamento entre eixos de 6,00 m, com uma camada de balastro com 0,35 m de espessura sob as travessas.

As características geométricas do traçado da via impõem ao tabuleiro do viaduto uma curvatura em planta, com raio de 11444,00 m, e uma inclinação de 0,21% em perfil longitudinal.

As condições de apoio e o modelo estrutural do tabuleiro definem o seu comprimento de dilatação que no presente caso, coincide com o seu comprimento total. O aparelho de dilatação (AD) na via, como representado na Figura 5.2, foi introduzido na extremidade livre do tabuleiro, do lado do encontro E0.

Os carris são perfis UIC60 fixos a travessas de betão afastadas longitudinalmente entre si de 0,60 m.

5.3 MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA – ESTRUTURA

5.3.1 Discretização do sistema

A elaboração do modelo compreendeu a consideração de algumas simplificações, nomeadamente ao nível do traçado. Dada a ordem de grandeza do raio da curva em planta e da inclinação longitudinal do traçado, estas características não foram considerados na modelação, adoptando-se um traçado recto e plano.

Foi desenvolvido um modelo de elementos finitos do sistema via – estrutura com recurso a elementos de viga 3D na simulação quer do tabuleiro quer da via, ilustrado na Figura 5.4.

Os elementos viga 3D que simulam as vias V1 e V2 foram modelados com um comprimento máximo de 1,00 m, posicionados em planta no respectivo eixo médio, e altimetricamente ao nível do centro de gravidade dos carris (Figura 5.4).

Na Figura 5.4 é apresentado o esquema do alçado do modelo, as respectivas secções transversais no vão e no apoio e um pormenor da zona do apoio fixo no encontro E1.

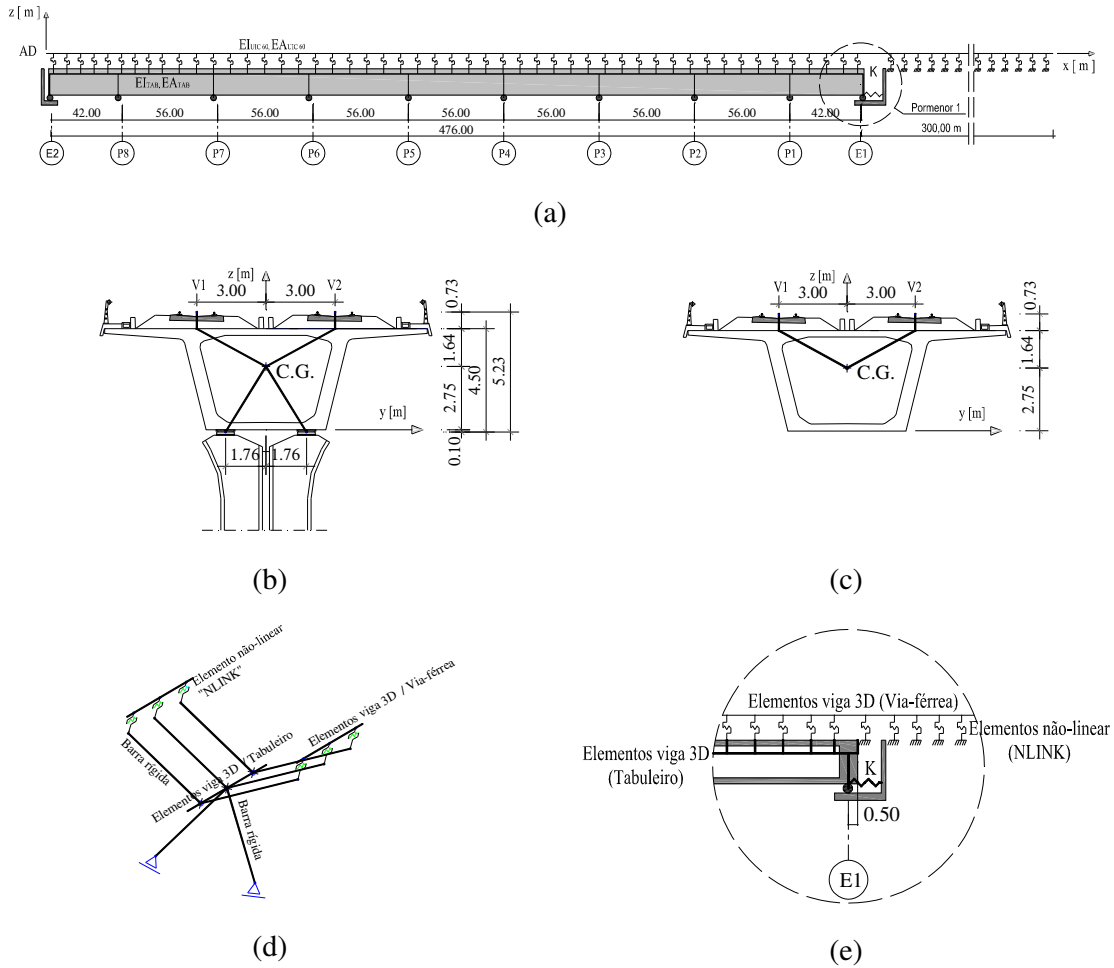


Figura 5.4 Modelo estrutural do sistema via – estrutura: a) alçado, b) corte transversal no apoio, c) corte transversal no vão, d) perspectiva parcial do modelo na zona do apoio e e) pormenor na zona do apoio fixo do tabuleiro

O esquema estrutural do sistema via – estrutura, nomeadamente o aparelho de dilatação (AD) da via na extremidade móvel do tabuleiro, permite considerar a via apenas no tabuleiro e no aterro do lado do apoio fixo do tabuleiro.

Os elementos de viga 3D que simulam o tabuleiro foram localizados no centro de gravidade da secção transversal (Figura 5.4 b) e 5.4 c) e têm um 1,00 m de comprimento. Transversalmente, são dispostos na diagonal elementos rígidos entre os nós dos elementos de viga do tabuleiro e os nós da face do tabuleiro nas projecções das vias V1 e V2.

Foram também consideradas algumas simplificações na modelação da subestrutura, tendo sido simulada longitudinalmente por molas de rigidez equivalente ao conjunto solo –

encontro E1 e por apoios móveis nos pilares intermédios e do encontro E0, ignorando-se nestes casos o atrito.

Os apoios do tabuleiro, constituídos por pares de aparelhos de apoio, são posicionados no centro de rotação de cada um dos aparelhos de apoio e ligados ao nó do tabuleiro no mesmo plano transversal por barras rígidas. Os aparelhos de apoio sob a via V1 são designados por AP1 e sob a via V2 por AP2.

Como referido anteriormente, a modelação entre os elementos da via e as barras rígidas do tabuleiro foi efectuada com elementos com comportamento elasto – plástico do tipo “Wen” (ver secção 3.3.2), localizando-se o interface na base da travessa.

O modelo do sistema via – estrutura tem um total de 3615 nós, 3012 elementos de viga 3D e 1554 elementos não – lineares.

5.3.2 Características da via

O material constituinte dos perfis metálicos aplicados nos carris de via é o aço macio, para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 210 GPa . As características mecânicas dos elementos de viga correspondem às características de dois carris UIC60, pelo que a área (A) é igual a 153,80 cm^2 , a sua inércia segundo o eixo principal (I_{zz}) é de 6110,00 cm^4 e segundo o eixo secundário (I) é igual a 854645,45 cm^4 , considerando a bitola da via igual a 1,43 m . O coeficiente de dilatação do aço (α) é igual a $1,2 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}C$.

5.3.3 Características da estrutura

O tabuleiro é constituído por betão armado e pré-esforçado, em que o betão é da classe C35/40, para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 35 GPa . O módulo de distorção (G) foi determinado considerando um coeficiente de *Poisson* (ν) igual a 0,20, assumindo para o coeficiente de dilatação para o betão (α) igual a $1,0 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}C$.

A secção transversal é caracterizada por uma área (A) de 11,19 m^2 , por uma inércia à flexão segundo o eixo principal igual a 28,82 m^4 e segundo o eixo secundário é igual a 113,60 m^4 .

Face à relação entre o comprimento do primeiro tramo e a altura da secção do tabuleiro, de modo a considerar a componente da deformação por corte poderá interessar considerar a área de corte da secção transversal, que é igual a 4,61 m^2 .

Um dos parâmetros fundamentais no controlo dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro é a rigidez da subestrutura do viaduto, nomeadamente a rigidez do elemento da subestrutura em que é materializado o apoio fixo do tabuleiro.

Este apoio fixo do tabuleiro foi simulado por uma mola de rigidez longitudinal equivalente ao conjunto solo – encontro.

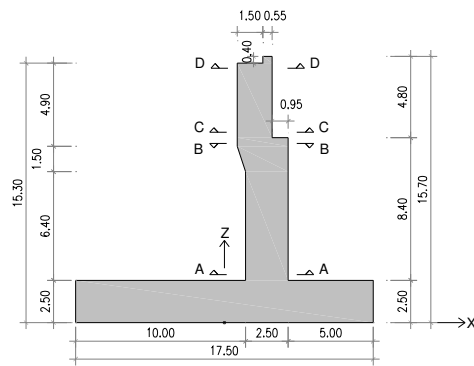
As condições geológico – geotécnicas do solo no local de implantação do viaduto encontram-se descritas em Parra (2005). Num anexo desse trabalho é apresentado o estudo geológico – geotécnico, onde é descrita a litologia e estratigrafia do local. Os ensaios realizados nesse âmbito identificaram a presença de três tipos de substratos, solos aluvianares, solos coluvianares e o substrato miocénico.

A análise dos cortes geotécnicos do local permitiram verificar que o solo de fundação do encontro E1, corresponde ao substrato miocénico resistente, caracterizado pelas propriedades indicadas no Quadro 5.1.

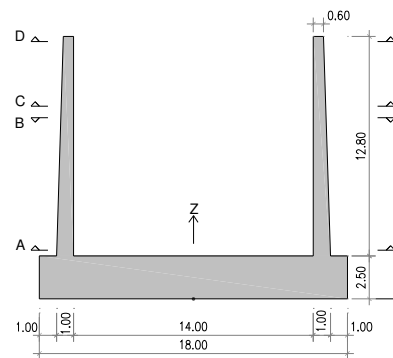
Quadro 5.1 Propriedades mecânicas do solo de fundação

Peso volúmico, γ	2,20 t/m^3
Velocidade de propagação, v_s	179,00 m/s
Coefficiente de Poisson, ν	0,35
Módulo de deformabilidade, E_s	190,00 MPa

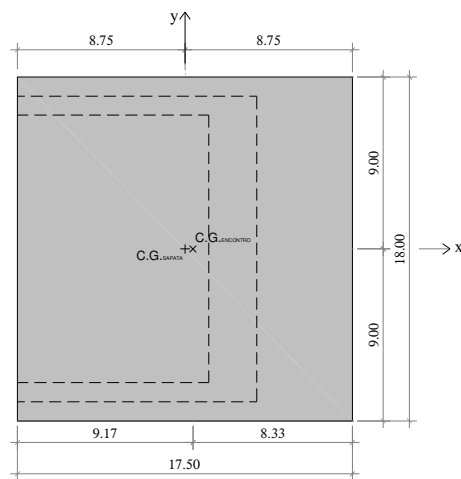
O encontro E1 é do tipo cofre, constituído por um muro de testa e dois de avenida, em que estes últimos são de espessura variável. A fundação dos muros é realizada sobre uma sapata de $18,0 \times 17,5 \times 2,5$ m. Na Figura 5.7 é apresentada a geometria do encontro E1.



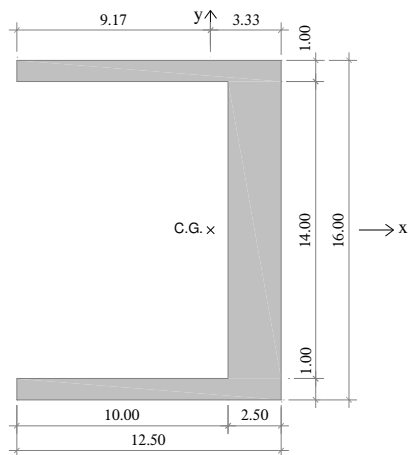
(a)



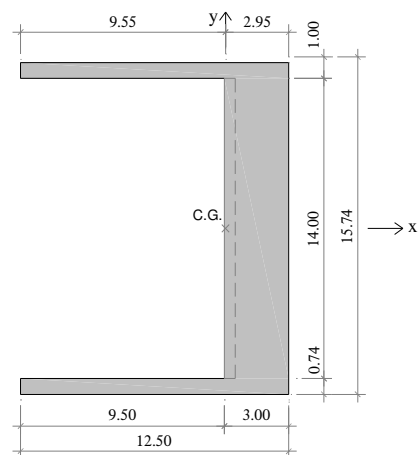
(b)



(c)



(d)



(e)

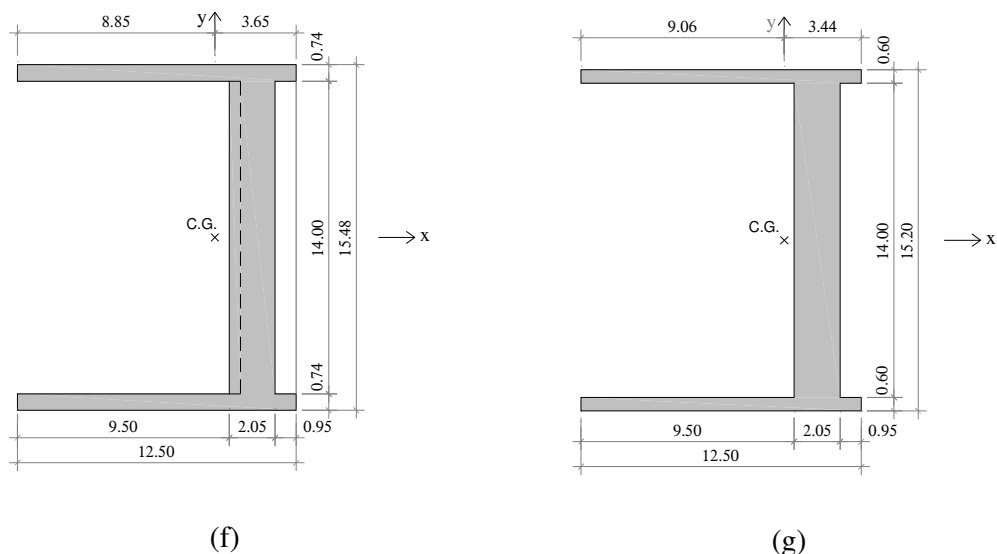


Figura 5.5 Geometria do encontro E1: (a) secção longitudinal; (b) secção transversal; (c) planta da sapata; (d) secção A - planta à cota 2,50 m; (e) secção B - planta à cota 10,90 m; (f) secção C - planta à cota 11,00 m e (g) secção D - planta à cota 15,70 m

A secção transversal do encontro E1 é variável em altura, razão pela qual foram consideradas características mecânicas correspondentes a várias secções transversais. No Quadro 5.2 são apresentadas as características mecânicas das principais secções transversais para diferentes cotas altimétricas, nomeadamente a posição do centro de gravidade, área transversal, área de corte e a inércia à flexão na direcção longitudinal.

Quadro 5.2 Propriedades mecânicas das principais secções transversais do encontro

Secção transversal	Cota altimétrica z [m]	$X_{C.G.}$ [m]	A [m ²]	A_c [m ²]	I_{yy} [m ⁴]
A	2,50	9,17	60,00	25,00	708,33
B	1,90	9,55	60,44	18,44	560,66
C	10,90	8,65	47,14	18,44	455,28
D	15,70	9,06	43,70	15,00	385,40

A rigidez longitudinal do ponto fixo foi determinada considerando a interacção solo – fundação ao nível da interface. Na Figura 5.6 é apresentado o modelo de elementos finitos de

elementos de volume que serviu de base à determinação da rigidez longitudinal equivalente do conjunto encontro E1 - solo de fundação. Atendendo à simetria do problema apenas foi considerado na modelação metade do conjunto encontro E1 – solo de fundação.

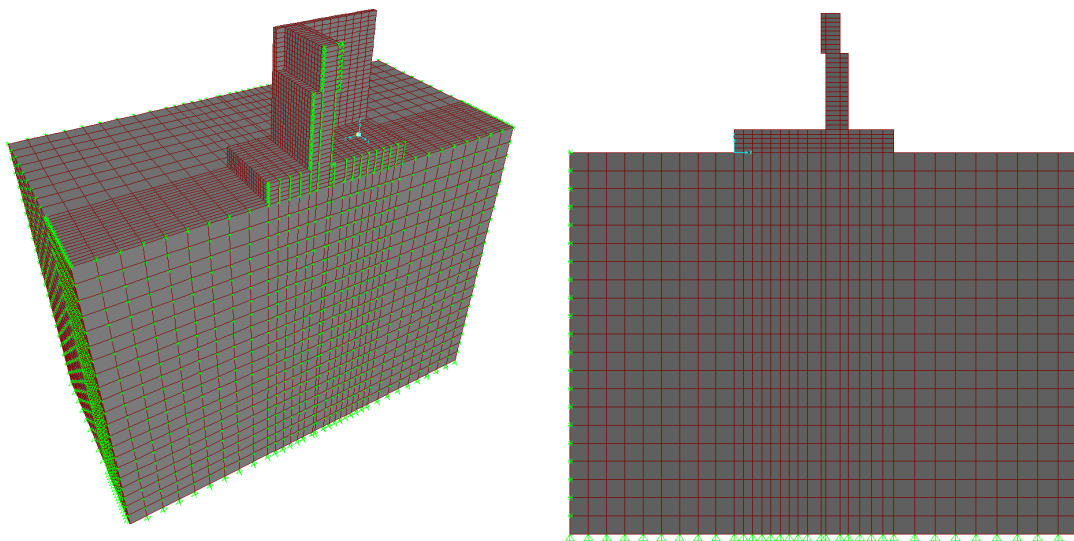


Figura 5.6 Modelo de elementos finitos do encontro E1 e do solo de fundação utilizado para determinar a rigidez longitudinal equivalente do apoio fixo

Foi modelado com uma área de aproximadamente $56,0 \times 27,0 \text{ m}^2$ e com 42,0 m de profundidade. O material solo de fundação tem as propriedades físicas indicadas no Quadro 5.1.

O material que constitui o encontro é um betão da classe C25/30, para o qual se admitiu um módulo de elasticidade (E) igual a 30,5 GPa. O módulo de distorção (G) foi determinado considerando um coeficiente de *Poisson* (ν) igual a 0,20.

A rigidez longitudinal equivalente do conjunto solo – encontro determinada a partir do modelo ilustrado na figura anterior é de 660000,0 kN/m. Esta rigidez foi determinada dividindo o valor de uma força pontual aplicada ao nível do aparelho de apoio pelo deslocamento longitudinal do nó correspondente a esse aparelho de apoio.

O modelo ilustrado na Figura 5.6 é constituído por 25 214 nós e 22018 elementos de volume.

5.3.4 Características da interface via - estrutura

As características do interface via – estrutura adoptadas na presente modelação são referentes à via balastrada.

O comportamento não – linear da ligação longitudinal entre a via a estrutura para a via “descarregada” e considerando um afastamento de 1,00 m entre os elementos, foi considerada uma resistência elástica limite de 20,00 kN, um deslocamento elástico limite de 0,002 m, que resulta na rigidez elástica de 10 000,00 kN/m. Para o caso de via “carregada”, a resistência elástica limite é igual a 60,00 kN, para o deslocamento elástico limite, que resulta na rigidez elástica de 30 000,00 kN/m.

Na figura 5.7 apresentam-se as características do elemento não – linear do tipo “NLINK” definidos no programa de cálculo automático SAP2000, em que na Figura 5.7 a) são definidos os graus de liberdade impedidos e na Figura 5.7 b) são definidos os parâmetros da lei elasto-plástica de Wen (secção 3.3.2).

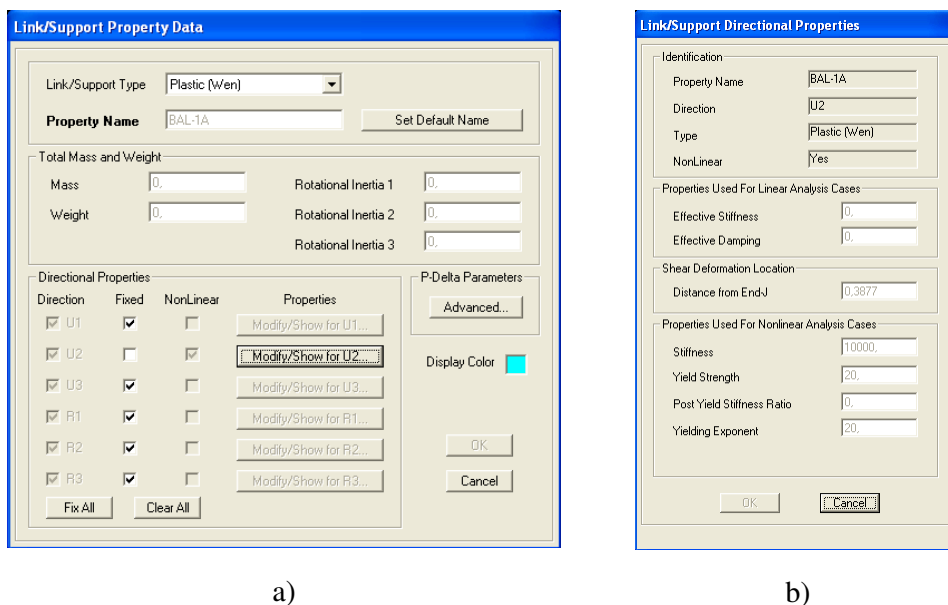


Figura 5.7 Definição das características do interface via – estrutura no programa de cálculo SAP2000: a) graus de liberdade; b) parâmetros da lei elasto – plástica de Wen

O elemento do tipo “NLINK” adoptado no interface via – estrutura, é caracterizado por um comportamento não-linear na direcção longitudinal, correspondente ao grau de liberdade

local $U2$ da janela da Figura 5.7 a), enquanto que os restantes graus de liberdade foram considerados impedidos, ou seja, ligações rígidas.

Note-se que os parâmetros definidos na Figura 5.7 b) correspondem ao caso da lei elasto - plástica correspondente à via balastrada “descarregada” e que o deslocamento relativo via – estrutura ocorre a uma distância de $0,3877\text{ m}$ do nó da via.

5.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Na presente secção são apresentadas análises de sensibilidade com o objectivo de avaliar a importância de determinados parâmetros na resposta do sistema via – estrutura, nomeadamente a rigidez longitudinal da subestrutura, o tipo de via, o deslocamento limite elástico da lei de comportamento não-linear da interface via – estrutura e a extensão de via sobre aterro a considerar na modelação.

As acções consideradas são as acções regulamentares referidas no Capítulo 2, nomeadamente o modelo de cargas LM71, a frenagem e o arranque e a variação uniforme de temperatura.

As variações de temperatura uniforme no tabuleiro e na via foram considerados com os valores positivos de $35\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $50\text{ }^{\circ}\text{C}$, respectivamente. Os efeitos diferidos do betão e a variação de temperatura diferencial não foram consideradas nas análises realizadas.

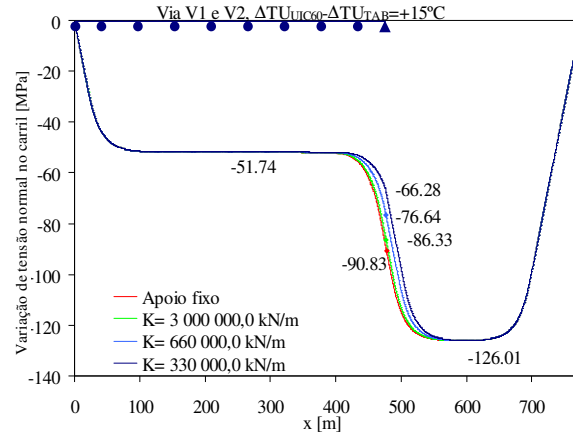
As cargas verticais foram dispostas segundo a linha de influência da rotação máxima do apoio fixo e em ambas as vias. A frenagem foi aplicada na via V1 em $300,0\text{ m}$ de comprimento junto ao apoio fixo E1, com o sentido de circulação da extremidade móvel para a fixa. O arranque foi aplicado na via V2 num comprimento de $30,0\text{ m}$ do lado do apoio fixo E1, considerando o sentido de circulação contrário ao da via V1.

Os efeitos da interacção via - estrutura foram determinados individualmente para cada uma das acções com recurso a análises numéricas não - lineares.

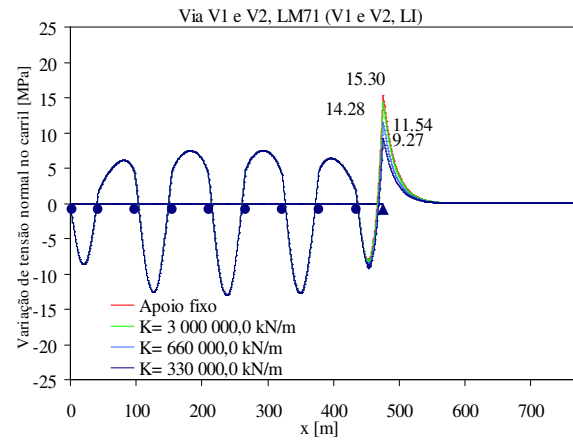
5.4.1 Análise de sensibilidade em relação à rigidez longitudinal da estrutura

A análise de sensibilidade em relação à rigidez longitudinal da subestrutura foi realizada considerando quatro valores da rigidez longitudinal do apoio fixo do tabuleiro, nomeadamente: i) $K = \infty$ (apoio rígido); ii) $K = 3\,000\,000\text{ kN/m}$; iii) $K = 660\,000\text{ kN/m}$ ($E_{Solo} = 190\text{ MPa}$) e iv) $K = 330\,000\text{ kN/m}$ ($E_{Solo} = 85\text{ MPa}$).

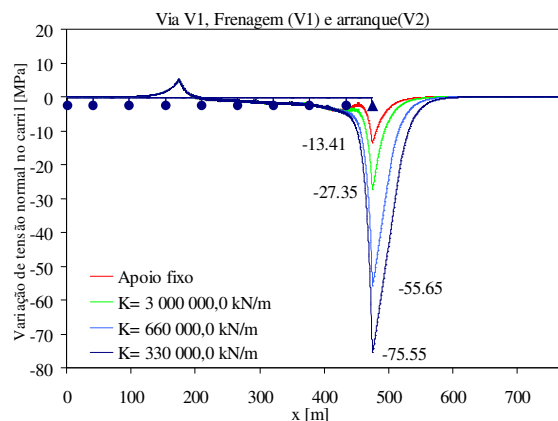
Na Figura 5.8 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris da via V1 para cada grandeza da rigidez longitudinal equivalente da subestrutura e para as acções consideradas, nomeadamente para as acções da variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15^\circ\text{C}$), do modelo de cargas LM71 e da frenagem e arranque.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.2 Variação de tensão normal nos carris para os níveis de rigidez considerados:
a) para a variação de temperatura uniforme; b) para o modelo de cargas LM71 e c) para a frenagem e arranque

Pode-se concluir que a variação de tensão normal nos carris devido à variação de temperatura uniforme na via e na estrutura descreve dois patamares de valores constantes, um na zona do tabuleiro e outro na zona do aterro, qualquer que seja a rigidez do apoio fixo. A variação de tensão normal nos carris na zona do aterro é igual a 126,01 MPa e na zona do tabuleiro é igual a -51,74 MPa.

A transição entre os dois patamares de variação de tensão normal nos carris ocorre no apoio fixo E1 e regista valores diferentes em função da rigidez da subestrutura do sistema, em que o máximo ocorre para o apoio rígido e o mínimo para a rigidez mínima, com uma diferença entre si de 27,0 %.

Na Figura 5.9b) observa-se que a variação de tensão normal nos carris devido à carga vertical é máxima no apoio fixo e aumenta com a rigidez do apoio fixo, sendo no caso da rigidez infinita 7,1%, 32,6% e 65,0% superior às tensões para os valores de rigidez superior, intermédia e mínima, respectivamente.

Contrariamente ao observado para as outras acções, a variação de tensão normal nos carris devido à frenagem e arranque decresce com o aumento da rigidez longitudinal do apoio fixo, registando-se uma redução de 51,0% entre os sistemas caracterizados pela rigidez mínima e intermédia, aumentando esta percentagem para 75,9% para o modelo de rigidez superior, registando-se a redução máxima no modelo de apoio rígido com o valor de 82,2%.

O decréscimo verificado deve-se à transferência da força longitudinal da via para o apoio longitudinal do tabuleiro com o aumento da sua rigidez.

No Quadro 5.3 são apresentados os resultados em termos de reacções de apoio no aparelho de apoio AP1 e os deslocamentos longitudinais e verticais das extremidades do tabuleiro, para os diferentes valores de rigidez longitudinal e para as acções consideradas, nomeadamente variação de temperatura ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$), carga vertical (LM71) e frenagem na via V1 e arranque na via V2 (F(V1)/A(V2)).

Quadro 5.3 Reacções de apoio longitudinal e deslocamentos das extremidades do tabuleiro para os três modelos analisados

Rigidez longitudinal	Acções	Efeitos longitudinais na estrutura				
		Reacções de apoio [kN]	Deslocamentos [mm]			
			AP1	δ_M	δ_F	$\delta_{V,M}$ $\delta_{V,F}$
Apoio rígido	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1356,27	-168,47	-0,51	0	0,05
	LM71	-235,25	-0,73	-2,18	0,21	0,24
	F(V1)/A(V2)	-3172,16	3,04	1,14	0	-0,12
K=3 000 000 kN/m	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1307,08	-169,50	-0,32	0	0,05
	LM71	-219,54	0,59	-2,19	0,21	0,24
	F(V1)/A(V2)	-3048,72	5,00	1,04	0	-0,11
K=660 000 kN/m	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1158,17	-172,10	-0,25	0	0,05
	LM71	-177,44	-0,22	-2,21	0,21	0,24
	F(V1)/A(V2)	-2624,64	10,79	0,84	0	-0,09
K=330 000 kN/m	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1018,91	-174,54	-0,37	0	0,04
	LM71	-142,44	0,10	-2,23	0,21	0,24
	F(V1)/A(V2)	-2319,40	16,80	0,71	0	-0,08

Em que AP1 é o aparelho de apoio sob a via V1, δ_M e δ_F são os deslocamentos longitudinais do tabuleiro quer devido à carga vertical quer devido às acções longitudinais, e, $\delta_{V,M}$ e

$\delta_{V,F}$ são os deslocamentos verticais da face superior do tabuleiro, na extremidade móvel e fixa do tabuleiro respectivamente.

Com base nos resultados apresentados, verifica-se para todas as acções um aumento das reacções com o aumento da rigidez longitudinal do apoio fixo do tabuleiro.

De todos as acções analisados, é a acção de tráfego longitudinal que conduz à reacção de apoio longitudinal de maior valor absoluto, correspondendo o seu valor a 96,1 %, a 82,7 % e a 73,1 % da acção de tráfego longitudinal para os modelos de rigidez superior, intermédia e mínima, respectivamente.

No que se refere aos deslocamentos do tabuleiro para as acções com efeitos longitudinais, como a variação uniforme de temperatura e a frenagem e o arranque, os deslocamentos da extremidade móvel do tabuleiro aumentam com a diminuição da rigidez longitudinal do apoio fixo, em que o deslocamento devido à variação uniforme de temperatura é dez vezes superior ao da frenagem/arranque.

O deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido às acções verticais medido na extremidade da barra rígida que liga o nó do tabuleiro ao nó posicionado na face superior do tabuleiro, é máximo na extremidade fixa do tabuleiro e é independente do nível de rigidez do apoio fixo.

5.4.2 Análise de sensibilidade em relação ao tipo de via

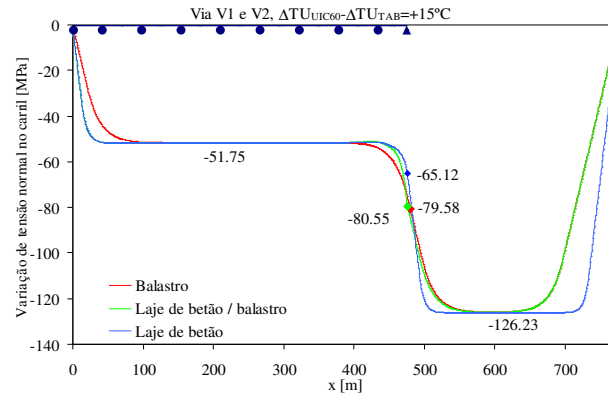
A presente análise de sensibilidade foi realizada para três cenários distintos: i) via balastrada no tabuleiro e nos aterros adjacentes, ii) via em laje de betão no tabuleiro e balastrada nos aterros e iii) via em laje de betão no tabuleiro e nos aterros confinantes.

Nos cenários analisados, para os troços de via em laje de betão, no interface via - estrutura longitudinal foi adoptada a lei constitutiva elasto-plástica para vias não balastradas, de acordo com o enunciado em 3.2.4.

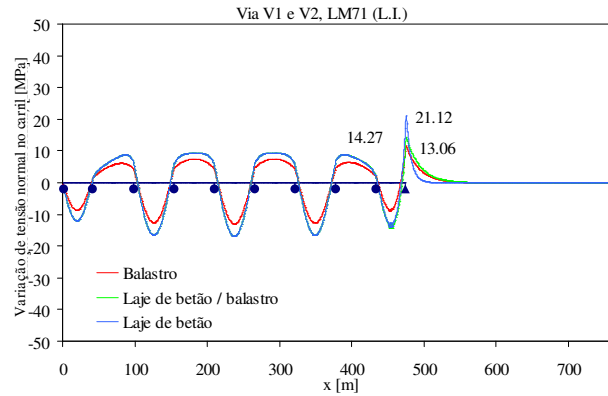
Assim, no caso da via em laje de betão “descarregada”, a resistência elástica limite é igual a 40,00 kN por metro de via e o respectivo deslocamento elástico limite de 0,0005 m. Nas situações de via “carregada” a resistência limite é igual 60,00 kN por metro de via para o mesmo deslocamento elástico limite de 0,0005 m.

Na via balastrada foi adoptada a lei constitutiva elasto-plástica enunciada na secção 3.2.4, que no caso da via “descarregada” se caracteriza por uma resistência elástica limite de 20 kN por metro de via e de 60,0 kN por metro de via no caso de via “carregada”, ambos os valores correspondem ao deslocamento limite elástico de 0,002 m.

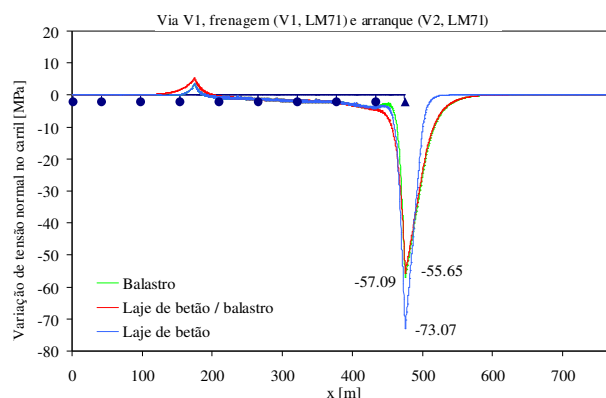
Na Figura 5.9 são apresentadas graficamente as variações de tensão normal nos carris da via V1 para cada tipo de via no tabuleiro e no aterro e para as acções consideradas, nomeadamente para as acções da variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15^\circ\text{C}$), do modelo de cargas LM71 e da frenagem e arranque.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.9 Variação da tensão normal nos carris da via V1 para as diferentes combinações de tipo de via considerados no tabuleiro e nos aterros: a) para a variação uniforme de temperatura; b) para o modelo de cargas LM71 e c) para a frenagem e arranque

A Figura 5.9 a) permite concluir que a variação de tensão normal nos carris devido à variação de temperatura uniforme regista diferenças, devido à variação dos comprimentos de respiração para os diferentes tipos de via, junto às extremidades livres da via e junto ao apoio fixo do tabuleiro.

No que respeita às acções de tráfego vertical, as tracções máximas são obtidas para o caso de via em laje de betão no tabuleiro e nos aterros adjacentes (Figura 5.9 b)), e é 61,7% maior do que para a via balastrada e 48,0% maior do que para a solução de via em laje de betão apenas no tabuleiro e balastrada nos aterros.

No que se refere às acções de frenagem e arranque (Figura 5.9 c)), a solução de via em laje de betão no tabuleiro e no aterro, proporciona variações de tensão normal nos carris superiores às que resultam para as restantes soluções, sendo 31,3% superiores às que resultam para a solução de via balastrada e 28,0% superior para a solução de via em laje de betão sobre o tabuleiro e balastrada sobre o aterro.

No Quadro 5.4 são apresentados os efeitos de interacção via – estrutura em termos de reacções de apoio no aparelho de apoio AP1 e de deslocamentos longitudinais das extremidades do tabuleiro, para os três cenários de via e acções consideradas, nomeadamente variação de temperatura ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$), carga vertical (LM71) e frenagem na via V1 e arranque na via V2 (F(V1)/A(V2)).

Quadro 5.4 Reacções de apoio longitudinal e deslocamentos longitudinais relativos para os três soluções de via

Tipo de via	Acções	Reacções de apoio longitudinais [kN]	Deslocamentos [mm]	
		API	δ_M	δ_F
Balastrada	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1158,17	-172,10	-0,25
	LM71	-177,44	-0,22	-2,21
	F(V1)/A(V2)	-2624,64	10,79	0,84
Laje de Betão /Balastrada	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1223,31	-172,21	-0,48
	LM71	-219,36	-0,07	-2,16
	F(V1)/A(V2)	-2605,77	10,71	0,79
Laje de Betão	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1000,95	-171,46	-0,38
	LM71	-324,61	0,29	-2,11
	F(V1)/A(V2)	-2352,99	9,86	0,69

Em que API é o aparelho de apoio sob a via V1, δ_M e δ_F são os deslocamentos longitudinais do tabuleiro quer devido à carga vertical quer devido às acções longitudinais na extremidade móvel e fixa do tabuleiro, respectivamente.

A observação do quadro permite concluir que em termos de reacções de apoio longitudinais, os efeitos máximos para cada uma das acções estão dispersos pelas três soluções de suporte.

Para a variação uniforme de temperatura os efeitos máximos ocorrem para a via em laje de betão no tabuleiro e balastrada nos aterros.

Verifica-se também que para as acções de frenagem e arranque, as reacções longitudinais diminuem com o aumento da rigidez da ligação via – tabuleiro, ou seja, são máximas para a solução de via balastrada no tabuleiro e nos aterros.

A análise das reacções de apoio longitudinais permite verificar que para a acção vertical, estas aumentam com o aumento da rigidez da ligação via – tabuleiro e por isso são máximas em valor absoluto para a solução de via sobre betão.

No que se refere aos deslocamentos longitudinais, as variações registadas são sempre inferiores a 10% e verifica-se uma redução com o aumento da rigidez do interface via - estrutura, ou seja, são máximos para a solução da via balastrada.

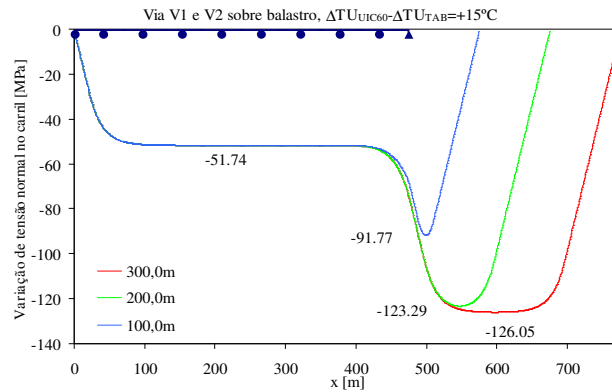
5.4.3 Análise de sensibilidade em relação à extensão da via sobre o aterro considerada na modelação

A ficha UIC774-3R recomenda que o modelo numérico do sistema via - estrutura considere no mínimo 100,0m de comprimento de via sobre o aterro quando a via é contínua sobre as juntas do tabuleiro. A presente análise de sensibilidade visa avaliar a adequabilidade da referida recomendação na análise dos efeitos de interacção via – estrutura para o presente caso de estudo e perceber a importância da mesma.

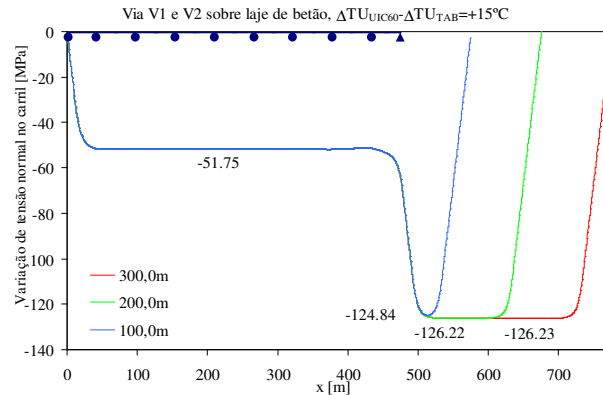
A análise de sensibilidade anterior torna evidente a importância do suporte da via na definição do comprimento de respiração de uma via constituída por BLS, estando este comprimento directamente relacionado com o comprimento a modelar, analisaram-se diferentes extensões da via sobre o aterro associados às diferentes tipologias de via.

Refira-se que apenas foi considerada a variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro, na medida que o parâmetro analisado não é relevante na determinação dos efeitos de interacção via – estrutura devido às acções de tráfego verticais e longitudinais.

Na Figura 5.10 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris das vias devido à variação uniforme de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15\text{ }^{\circ}\text{C}$), considerando via balastrada e via em laje de betão, para extensões de via sobre aterro de 100,0, 200,0 e 300,0 metros.



(a)



(b)

Figura 5.10 Variação de tensão normal nos carris das vias devido à variação uniforme da temperatura para diferentes extensões de via sobre aterro para via a) balastrada e b) em laje de betão.

A Figura evidencia a importância de considerar uma extensão adequada da via sobre o aterro, sobretudo para as vias balastradas.

Permite ainda concluir que, para vias balastradas a consideração de um comprimento de via sobre aterro de 100,0 metros resulta na subavaliação da variação da tensão normal nos carris de 37,8%. Note-se que para o mesmo tipo de via, a diferença entre a variação de tensão normal máxima absoluta para os modelos com 300,0 e 200,0 metros de via sobre aterro é de 2,2%. Concluiu-se assim que, para vias balastradas o comprimento mínimo de via no aterro a simular é de 200,0 m.

Por outro lado, observa-se que para as vias em laje de betão, a diferença entre os resultados para os três comprimentos de via sobre aterro considerados é inferior a 1,0% e por isso irrelevante para o presente caso de estudo.

No caso de via em laje de betão, a extensão mínima de via sobre aterro a considerar é de 100,0 m (Figura 5.10 b)).

No Quadro 5.5 são apresentadas as reacções de apoio longitudinais por aparelho de apoio devido à variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15\text{ }^{\circ}\text{C}$) para via balastrada e via em laje de betão obtidas para os diferentes de comprimentos de via aterro considerados.

Quadro 5.5 Reacções de apoio por aparelho de apoio para as soluções de via balastradas e em laje de betão para os diferentes comprimentos de via sobre aterro considerados

Tipo de via	Reacções de apoio longitudinais [kN]		
	Comprimento da via sobre o aterro		
	100 m	200 m	300 m
Balastrada	1059,27	1157,48	1158,17
Em laje de betão	1000,83	1000,95	1000,95

Verifica-se que as reacções de apoio do tabuleiro, independentemente da extensão da via sobre aterro considerado, para a via em laje de betão apresentam praticamente os mesmos valores.

Para a via balastrada, verifica-se que para os modelos nos quais a via sobre aterro foi simulada com extensões de 200,00 e 300,00 metros, os valores são praticamente coincidentes, o que não se verifica quando o comprimento é de 100,00 m. Neste caso, a reacção de apoio é 8,5% inferior ao valor registado para os restantes comprimentos.

No Quadro 5.6 são apresentados os deslocamentos longitudinais do tabuleiro devido à variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15\text{ }^{\circ}\text{C}$), para os diferentes tipos de via e para os três comprimentos de via sobre o aterro considerados na presente análise de sensibilidade.

Quadro 5.6 Deslocamentos longitudinais do tabuleiro devido à acção da variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro para os diferentes modelos analisados

Tipo de via	Deslocamentos longitudinais da face superior do tabuleiro					
	δ_M [mm]			δ_F [mm]		
	Comprimento da via sobre o aterro					
	100m	200m	300m	100m	200m	300m
Balastrada	-171,58	-171,92	-172,10	-0,39	-0,43	-0,25
Em laje de betão	-171,46	-171,46	-171,46	-0,38	-0,38	-0,38

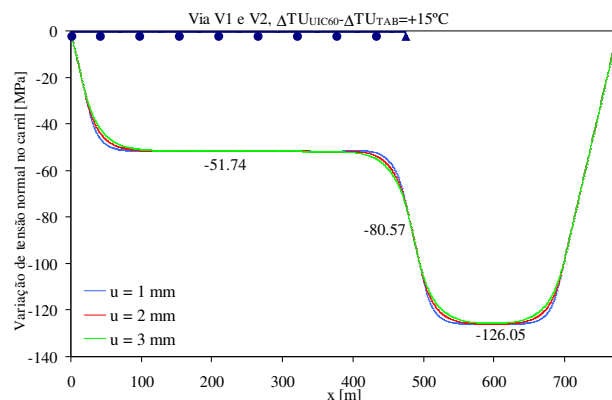
As grandezas δ_M e δ_F representam os deslocamentos longitudinais do tabuleiro devido à variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro na extremidade móvel e fixa do tabuleiro, respectivamente.

Conforme se pode concluir da análise do quadro, as variações dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro independentemente do comprimento considerado, registam variações irrelevantes para ambos os tipos de via.

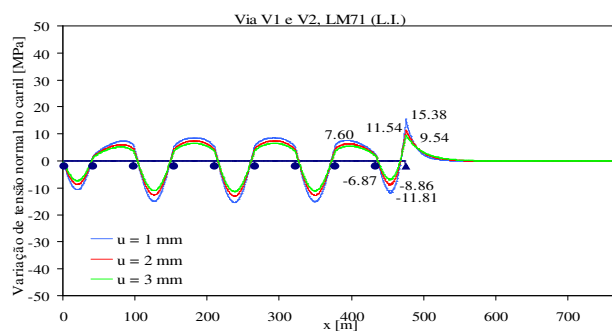
5.4.4 Análise de sensibilidade em relação às características da interface via – estrutura

No sentido de analisar a importância do deslocamento elástico limite da ligação longitudinal via - estrutura, foram analisados três modelos considerando deslocamentos elásticos limites de 1, 2 e 3 mm. Em termos de resistência limite corresponde à resistência de uma via balastrada.

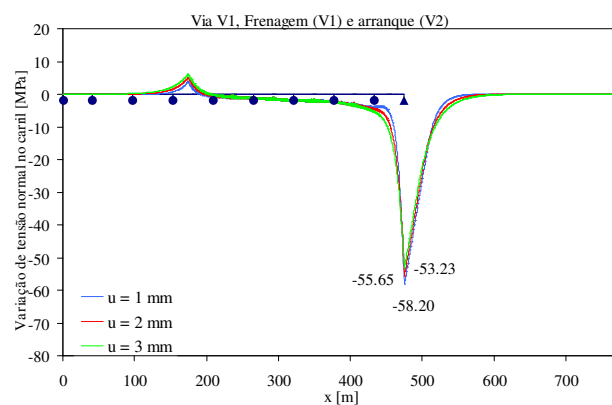
Na Figura 5.11 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris da via V1 devido à variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15^\circ\text{C}$), o modelo de cargas LM71, a frenagem e arranque, considerando os diferentes valores do deslocamento elástico limite do interface via - estrutura.



a)



b)



c)

Figura 5.11 Variação de tensão normal nos carris da via V1 para diferentes deslocamentos elásticos limites da ligação via - estrutura: a) para a variação de temperatura uniforme; b) para o modelo de cargas LM71; c) para a frenagem e arranque

A Figura 5.11 a) evidencia o facto do deslocamento elástico limite não induzir alterações significativas nas variações de tensão normal nos carris para a acção da variação de temperatura uniforme.

As variações de tensão normal nos carris devido à acção do modelo de carga LM71 (Figura 5.11 b) são máximas para o deslocamento elástico limite de 1 mm, sendo 33,3% e 61,0% superiores às que resultam da consideração do deslocamento limite de 2 mm e de 3 mm, respectivamente.

Para a acção do tráfego longitudinal e vertical, a variação de tensão normal nos carris aumenta com a diminuição do deslocamento elástico limite.

No Quadro 5.7 são apresentados os efeitos de interacção via – estrutura em termos de reacções de apoio no aparelho de apoio AP1 e de deslocamentos longitudinais das extremidades do tabuleiro, para os deslocamentos elásticos limites e acções consideradas, nomeadamente variação de temperatura ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$), carga vertical (LM71) e frenagem na via V1 e arranque na via V2 ($F(V1)/A(V2)$).

Quadro 5.7 Reacções de apoio longitudinais e deslocamentos longitudinais do tabuleiro para os diferentes valores do deslocamento da ligação via - tabuleiro

Deslocamento elástico limite da ligação via - estrutura	Acções	Efeitos longitudinais na estrutura		
		Reacções de apoio [kN]	Deslocamentos [mm]	
		AP1	δ_{EM}	δ_{EF}
u = 1mm	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1158,45	-171,92	-0,44
	LM71	-236,48	-0,02	-2,16
	$F(V1)/A(V2)$	-2587,36	10,66	0,80
u = 2mm	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1158,17	-172,10	-0,25
	LM71	-177,44	-0,22	-2,21
	$F(V1)/A(V2)$	-2624,64	10,79	0,84
u = 3mm	$\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}$	1161,23	-171,93	-0,43
	LM71	-146,73	-0,32	-2,23
	$F(V1)/A(V2)$	-2658,38	10,91	0,87

É possível verificar que, tal como referido para as variações de tensão normal nos carris, as reacções de apoio para a variação uniforme de temperatura são da mesma ordem de grandeza, não sendo a variação deste parâmetro relevante.

Por outro lado, as reacções de apoio resultantes da actuação do modelo de cargas LM71, aumentam com a diminuição do deslocamento elástico limite, ou seja, com o aumento da rigidez longitudinal da ligação via – tabuleiro. Verifica-se que a reacção longitudinal para um deslocamento elástico limite de 1 mm é superior em 33,3% e de 61,2% aos valores das reacções de apoio para deslocamentos limite de 2 e de 3 mm, respectivamente.

No que se refere às acções longitudinais de tráfego, as reacções de apoio aumentam ligeiramente com o aumento do deslocamento elástico limite, ou seja, com a redução da rigidez longitudinal da ligação via - estrutura.

Os deslocamentos longitudinais do tabuleiro, quer acção do modelo de cargas LM71 quer por acção da frenagem e do arranque, registam variações insignificantes entre os valores obtidos para os três deslocamentos elásticos limites da ligação via – estrutura.

5.4.5 Análise de sensibilidade em relação à rigidez axial do tabuleiro

A ficha UIC774-3R refere que a análise numérica dos efeitos da interacção via - estrutura para as acções longitudinais de tráfego, deverá ser realizada considerando o tabuleiro axialmente indeformável. A presente análise de sensibilidade visa avaliar a influência da rigidez axial do tabuleiro na avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura.

Na presente análise foram considerados dois modelos para o efeito, um em que o tabuleiro tem as propriedades mecânicas elásticas indicadas na secção 5.3.3, enquanto que no segundo o tabuleiro tem propriedades mecânicas que lhe confere uma rigidez axial infinita.

Na Figura 5.12 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris da via V1 devido às acções da frenagem e do arranque, considerando tabuleiro rígido e deformável.

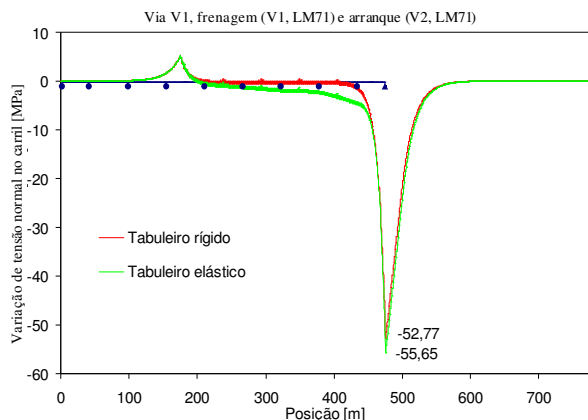


Figura 5.12 Variação de tensão normal nos carris para as ações longitudinais de tráfego para o tabuleiro rígido e elástico

A interpretação da figura permite concluir que a consideração do tabuleiro indeformável resulta na diminuição de 5,3% da variação de tensão normal de compressão máxima nos carris em relação aos valores resultantes da consideração do tabuleiro deformável.

No Quadro 5.8 são apresentadas as reacções longitudinais no aparelho de apoio AP1 e os deslocamentos longitudinais para as ações da frenagem e arranque, para os dois modelos considerados.

Quadro 5.8 Reacções de apoio longitudinais e deslocamentos longitudinais para as ações longitudinais de tráfego no tabuleiro rígido e deformável

Propriedades mecânicas axiais do tabuleiro, EA	Reacções de apoio no AP1 [kN]	Deslocamentos [mm]	
		δ_M	δ_F
Rígido	-2669,66	8,11	0
Deformável	-2624,64	10,79	0,84

A análise dos resultados apresentados demonstra que a diferença entre as reacções longitudinais obtidas nos dois tabuleiros é de 1,7% e por isso irrelevante.

No entanto, o tabuleiro deformável regista um deslocamento longitudinal superior em 33,0% ao do tabuleiro rígido.

A análise dos resultados anteriores permite concluir que, no que se refere às acções longitudinais, a consideração do tabuleiro rígido na avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura não se revelou importante, dado as variações registadas nos efeitos da interacção via – estrutura serem diminutos.

5.5 ANÁLISE DA INTERACÇÃO VIA – ESTRUTURA

5.5.1 Descrição geral

Na presente secção é apresentada a análise da interacção via – estrutura de acordo com a EN1991-2 (2003) para a acção da variação uniforme de temperatura e para as acções de tráfego ferroviário regulamentares, nomeadamente o modelo de cargas LM71, da frenagem e do arranque. A análise apresentada teve como objectivo identificar as disposições das acções de tráfego das quais resultam os efeitos de interacção via - estrutura máximos.

Os modelos de carga SW/0 e SW/2, que representam o efeito estático da carga vertical devido à passagem do tráfego normal e de tráfego pesado respectivamente, não foram considerados na análise da interacção via - estrutura. A aplicação do modelo de cargas SW/0 sobre o tabuleiro, para o caso em estudo, resulta em efeitos da interacção via – estrutura inferiores aos resultantes da aplicação do modelo LM71.

O viaduto em estudo foi analisado considerando apenas a passagem de tráfego normal, pelo que o modelo de cargas SW/2 não é considerado no presente estudo.

As variações uniformes de temperatura no tabuleiro e na via foram consideradas com os respectivos valores positivos, nomeadamente de +35 °C e +50 °C, procedendo-se posteriormente à sua multiplicação pelo valor unitário negativo para a consideração da inversão do sinal.

Atendendo ao referido, foram consideradas três posições distintas do modelo de carga LM71 no tabuleiro, tendo sido adoptadas as seguintes disposições:

- i) Cargas uniformemente distribuídas em ambas as vias, posicionadas alternadamente sobre os tramos do tabuleiro segundo a linha de influência da rotação máxima do apoio fixo sobre o encontro E1, tendo as cargas pontuais em cada uma das vias sido aplicadas no tramo do tabuleiro adjacente ao apoio fixo sobre o encontro E1;

- ii) Cargas uniformemente distribuídas em ambas as vias sobre todo o tabuleiro, em que as cargas pontuais em cada uma das vias foram aplicadas no tramo do tabuleiro adjacente ao apoio fixo sobre o encontro E1;
- iii) Cargas uniformemente distribuídas na via V1 sobre toda a extensão do tabuleiro e somente no tramo adjacente ao apoio fixo na via V2, em que as cargas pontuais foram aplicadas no tramo do tabuleiro adjacente ao apoio fixo do sobre o encontro E1 em cada uma das vias.

As acções da frenagem e do arranque foram analisadas em correspondência posicional com as acções verticais, analisadas inclusivamente com a mesma rigidez longitudinal da ligação via – estrutura.

5.5.2 Resultados

Na presente secção são apresentados os resultados da análise dos efeitos de interacção via - estrutura do viaduto em estudo, considerando diferentes disposições do modelo de cargas LM71 sobre as duas vias, por forma a determinar os efeitos máximos da interacção via - estrutura.

Os efeitos da interacção da via – estrutura resultantes da acção da variação de temperatura uniforme são os apresentados nas várias análises de sensibilidade secção (5.5), pelo que não se repetirá a sua apresentação.

A Figura 5.13 são ilustradas as variações de tensão normal nos carris das vias V1 e V2 (Figura 5.4 c) para o modelo de cargas LM71, para a frenagem e para o arranque considerados no tabuleiro segundo as três disposições descritos.

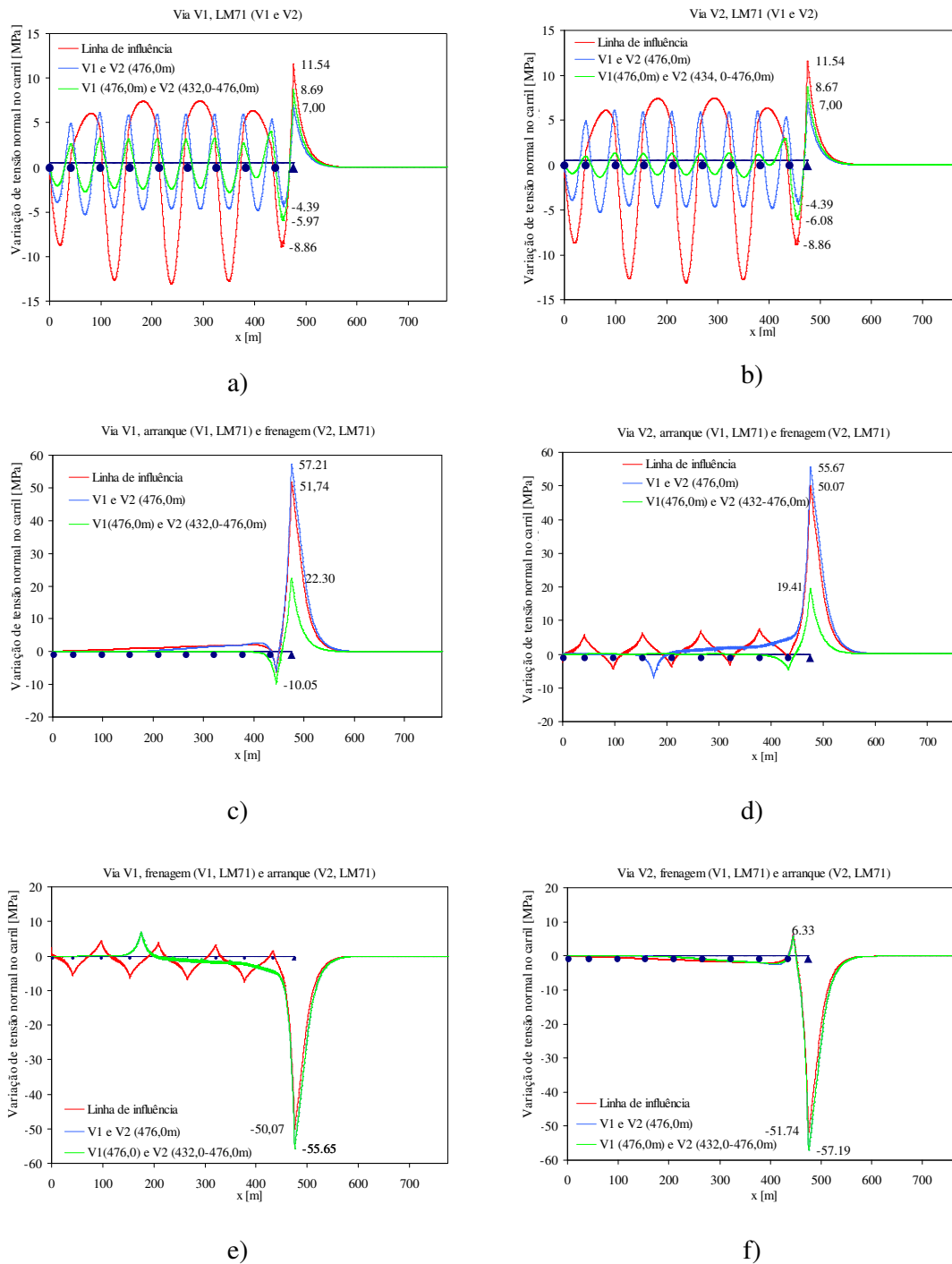


Figura 5.13 Variação da tensão normal nos carris: a) na via V1 devido à carga vertical, b) na via V2 devido à carga vertical, c) na via V1 para o arranque (V1) e frenagem (V2), d) na via V2 para o arranque (V1) e frenagem (V2), e) na via V1 para a frenagem (V1) e o arranque (V2), f) na via V1 para a frenagem (V1) e o arranque (V2)

A análise dos gráficos permite concluir que a variação de tensão normal nos carris por acção da componente vertical das acções de tráfego é máxima para o modelo de carga LM71 aplicado sobre ambas as vias segundo a linha de influência. Este posicionamento resulta numa variação de tensão de tracção 32,8% superior ao valor que resulta do posicionamento do LM71 na via V1 sobre todo o tabuleiro e na via V2 apenas no 9º tramo do tabuleiro e 64,9% superior ao que resulta do modelo de cargas LM71 em ambas as vias em toda a extensão do tabuleiro.

Verifica-se igualmente que a actuação das acções de tráfego longitudinais sobre o tabuleiro resultam em variações de tensão normal nos carris máximas absolutas nos casos em que a frenagem é aplicada na via de forma contínua e numa extensão de 300,0 m.

É evidente que os valores da variação de tensão normal nos carris resultantes da componente longitudinal são superiores aos que resultam da actuação da componente vertical, na ordem de cinco vezes superior neste caso.

As reacções longitudinais nos aparelhos de apoio AP1 e AP2 e os deslocamentos longitudinais resultantes da interacção via - estrutura para cada um dos cenários de carga considerados são apresentados no Quadro 5.9.

Quadro 5.9 Reacções de apoio e deslocamentos longitudinais do tabuleiro para os diferentes casos de carga

Posição adoptada para o LM71	Acções	Efeitos longitudinais na estrutura			
		Reacções de apoio [kN]		Deslocamentos [mm]	
		AP1	AP2	δ_M	δ_F
Linha de influência	LM71 (V1 e V2)	-177,44	-177,44	-0,22	-2,21
	A(V1)/F(V2)	2221,41	2219,33	-10,22	-0,71
	F(V1)/A(V2)	-2219,33	-2221,41	10,22	0,71
Vias V1 e V2 em todo o tabuleiro	LM71 (V1 e V2)	-107,54	-107,54	-0,19	-1,35
	A(V1)/F(V2)	2628,20	2626,30	-10,80	-0,85
	F(V1)/A(V2)	-2624,69	-2626,59	10,79	0,84
Via V1 em todo o tabuleiro e via V2 apenas no 9º tramo	LM71 (V1 e V2)	-133,40	-133,40	-0,49	-1,67
	A(V1)/F(V2)	590,36	588,448	-1,99	-0,20
	F(V1)/A(V2)	-2624,64	-2626,55	10,79	0,84

Em que AP1 e AP2 são os aparelho de apoio fixos do tabuleiro nas projecções da via V1 e V2 respectivamente, e, δ_M e δ_F são os deslocamentos longitudinais do tabuleiro, quer devido à carga vertical quer devido às acções longitudinais, na extremidade móvel e fixa do tabuleiro, respectivamente.

Observa-se que a aplicação do modelo de cargas LM71 no tabuleiro segundo a linha de influência da rotação máxima no apoio fixo do tabuleiro, resulta em reacções de apoio longitudinais e deslocamentos longitudinais das extremidades do tabuleiro superiores aos resultantes de outras disposições do modelo de cargas.

Por sua vez, os efeitos da interacção via – tabuleiro para a frenagem e o arranque são máximos em termos absolutos quando as acções são dispostas em ambas as vias em toda a extensão do tabuleiro.

Verifica-se que, independentemente da disposição do modelo de cargas adoptada, a componente longitudinal produz efeitos da interacção via – estrutura no caso em estudo, muito superiores aos obtidos para a componente vertical de tráfego.

5.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação de segurança do caso de estudo é realizada de acordo com os critérios de segurança presentes na EN1991-2 e enunciados no Capítulo 2, relativos à variação de tensão normal nos carris e aos deslocamentos relativos longitudinais e verticais do tabuleiro.

5.6.1 Estado limite de tensão nos carris

Na Figura 5.16 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris da via V1 e V2 para cada uma das acções analisadas, nomeadamente a variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB} = +15\text{ }^{\circ}\text{C}$), o modelo de cargas LM71 e a frenagem e o arranque.

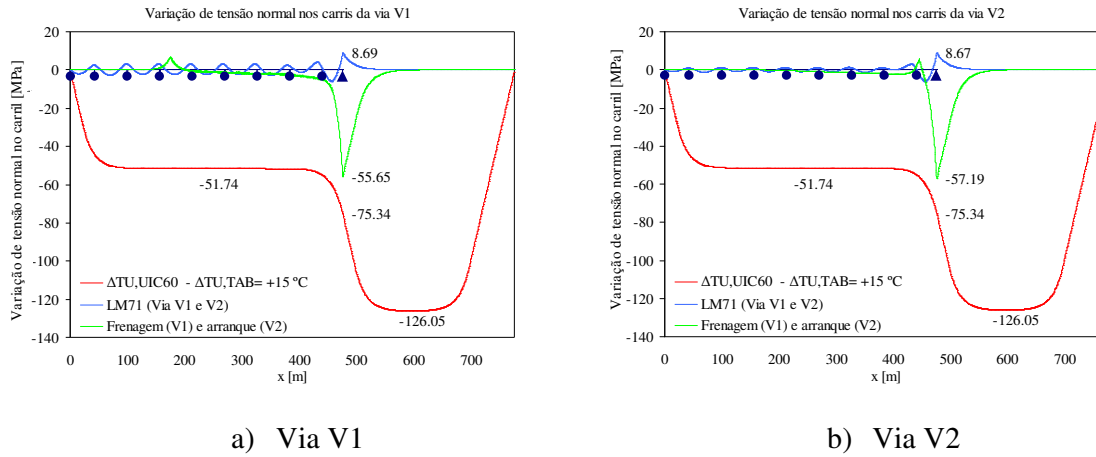


Figura 5.16 Variação de tensão normal nos carris para as acções da variação de temperatura uniforme, do modelo de cargas LM71 e da frenagem e do arranque: a) na via V1 e b) na via V2

Observa-se que os valores máximos absolutos para as acções do tráfego ocorrem sobre o apoio fixo do tabuleiro, representando a variação de tensão normal nos carris para o modelo LM71 15,6% da grandeza avaliada para a frenagem e o arranque.

No caso em que o apoio fixo do tabuleiro se localiza sob uma das extremidades do tabuleiro e em que o aparelho de dilatação da via coincide com a junta do tabuleiro, sob a variação de temperatura uniforme verifica-se um efeito benéfico no estado de tensão da via, que resulta na redução do patamar de tensão normal de 126,00 MPa para 51,74 MPa na zona do tabuleiro.

Nas Figuras 5.17 e 5.18 são apresentadas as variações de tensão normal nos carris da via V1 e V2 resultantes da combinação linear dos efeitos de cada acção realizada de acordo com a expressão (2.5), considerando a possibilidade de inversão do sinal da variação de tensão normal nos carris e o sentido de circulação do tráfego.

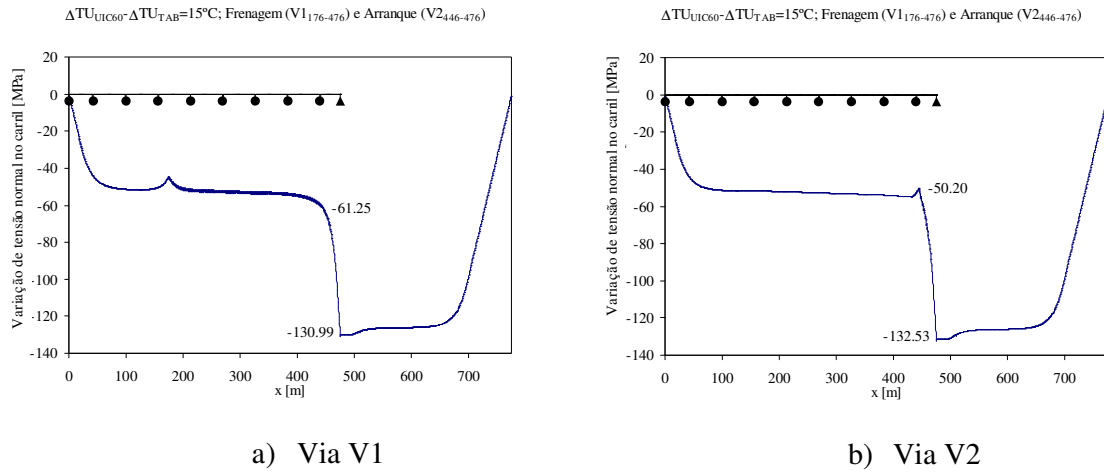


Figura 5.17 Variação de tensão normal nos carris para os efeitos combinados da variação de temperatura uniforme positiva na via e no tabuleiro e da frenagem e do arranque com o sentido de circulação da esquerda para a direita: a) na via V1 e b) na via V2

A variação de tensão normal máxima absoluta nos carris ocorre na via V2 e com o valor total de -132,53 MPa (Figura 5.17 b). Sobre o tabuleiro, os níveis de tensão totais são da ordem de metade do valor máximo absoluto.

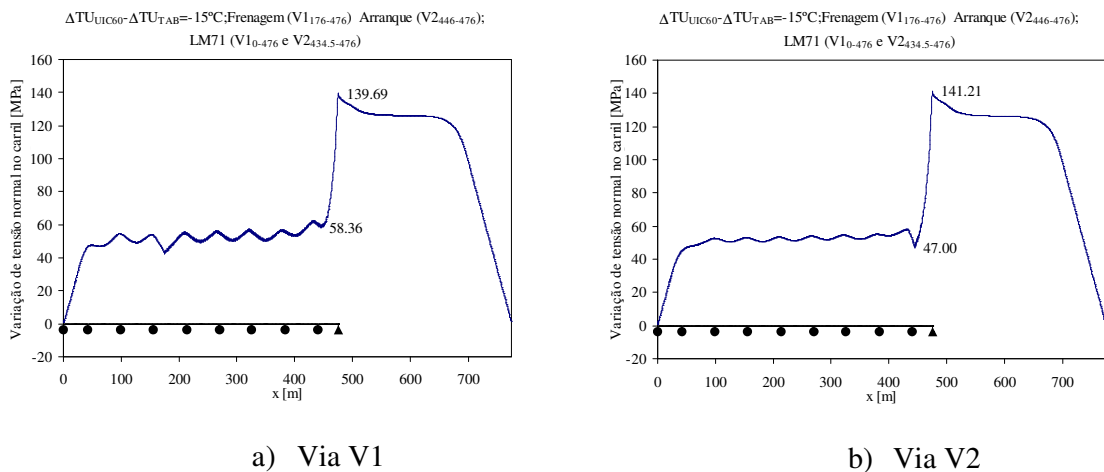


Figura 5.18 Variação de tensão normal nos carris para os efeitos combinados da variação de temperatura uniforme negativa na via e no tabuleiro, do modelo de cargas LM71 e da frenagem e do arranque com o sentido de circulação da direita para a esquerda: a) na via V1 e b) na via V2

A variação de tensão normal máxima nos carris ocorre na via V2, sobre o apoio fixo e é igual a 141,21 MPa (Figura 5.18 b). Sobre o tabuleiro, os níveis de tensão totais são da ordem de metade do valor máximo.

A combinação linear das variações de tensão normal nos carris para variação de temperatura uniforme negativa na via e no tabuleiro, para o modelo de cargas LM71 e para a frenagem e o arranque com o sentido de circulação da direita para a esquerda resultam os valores máximos absolutos no caso de estudo.

Note-se que os limites da variação de tensão normal nos carris presentes na EN1991-2, são aplicáveis a vias que se desenvolvem continuamente sobre a estrutura, localizando-se o tabuleiro entre os comprimentos de respiração da via e por isso a variação de temperatura uniforme na via não causa efeitos de interacção via – estrutura.

Contudo, no presente caso, o tabuleiro localiza-se sob o comprimento de respiração da via pelo que a acção da variação de temperatura uniforme na via induz efeitos quer na via quer na estrutura. Nestes casos, a verificação de segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura deve ser realizada comparando as variações de tensão normal nos carris combinadas de acordo com a expressão (2.5) com os limites da variação de tensão normal integrando a parcela de tensão normal nos carris resultantes da variação de temperatura uniforme na via.

No caso da via V2, onde os efeitos em termos de variações de tensão normal nos carris são máximas em termos absolutos, as variações de tensão normal nos carris tomam os valores seguintes:

i) em tracção:

$$\Delta\sigma_{\max} = +141,21 < \Delta\sigma_{adm} = \Delta\sigma_{adm}^{tracção} + \Delta\sigma_{\Delta T_{UIC60}} = 92,00 + 126,00 = 218,00 \text{ MPa} ;$$

ii) em compressão:

$$\Delta\sigma_{\min} = -132,53 < \Delta\sigma_{adm} = \Delta\sigma_{adm}^{compressão} - \Delta\sigma_{\Delta T_{UIC60}} = -72,00 - 126,00 = -198,00 \text{ MPa} .$$

Os valores máximos e mínimos das variações de tensão normal nos carris são inferiores aos respectivos limites admissíveis, considerando-se por isso verificado o presente critério de segurança.

5.6.2 Estados limites de deformação da estrutura

De acordo com a EN1991-2, os deslocamentos longitudinais relativos do tabuleiro para as acções da frenagem, do arranque e das cargas verticais, e o deslocamento vertical da face superior do tabuleiro resultante da totalidade das acções variáveis, devem limitados a determinados valores máximos.

5.6.2.1 Deslocamento longitudinal relativo devido ao arranque e frenagem, δ_B

Tendo em conta que a via é contínua no apoio fixo do tabuleiro e interrompida por um aparelho de dilatação (AD) sobre a junta móvel da estrutura, os deslocamentos longitudinais relativos do tabuleiro devido às acções do arranque e da frenagem não devem em qualquer dos casos exceder os 5 mm.

Os valores máximos dos deslocamentos longitudinais relativos do tabuleiro devido às acções de tráfego longitudinal, são:

- i) Na extremidade móvel do tabuleiro, $\delta_B = 10,80 \text{ mm} \geq \delta_{B,\text{lim}} = 5,00 \text{ mm}$;
- ii) Na extremidade fixa do tabuleiro, $\delta_B = |-0,85| \text{ mm} \leq \delta_{B,\text{lim}} = 5,00 \text{ mm}$.

Em termos de segurança da via, verifica-se que o deslocamento longitudinal relativo entre a extremidade do tabuleiro e o encontro, calculado para as acções de arranque e frenagem, só é possível controlá-los para os valores mais elevados da rigidez do conjunto encontro - fundação, ou seja, $k=3300 \times 10^3 \text{ kN/m}$ e $k=\infty$ como se pode verificar no Quadro 5.3.

5.6.2.2 Deslocamento longitudinal relativo da face superior da laje do tabuleiro, medido na sua extremidade, devido às acções verticais de tráfego, δ_H

Os deslocamentos longitudinais relativos máximos da face superior do tabuleiro para as cargas verticais determinados a partir do modelo do tabuleiro, resultam de diferentes disposição do modelo de carga LM71 (Quadro 5.9) e têm os valores máximos seguintes :

- i) Na extremidade móvel, $\delta_H = |-0,49| \text{ mm} \leq \delta_{H,\text{lim}} = 8,00 \text{ mm}$;
- ii) Na extremidade fixa, $\delta_H = |-2,21| \text{ mm} \leq \delta_{H,\text{lim}} = 8,00 \text{ mm}$.

Verifica-se assim que o viaduto satisfaz o presente critério de segurança.

5.6.2.3 Deslocamento vertical relativo da face superior da laje do tabuleiro, medido na sua extremidade, devido às acções verticais de tráfego, δ_v

Os deslocamentos verticais relativos máximos da face superior do tabuleiro devido às acções consideradas são:

iii) Na extremidade móvel, $\delta_v = 0,21 \text{ mm} \leq \delta_{v,\text{lim}} = 2 \text{ mm}$;

iv) Na extremidade fixa, $\delta_v = 0,24 \text{ mm} \leq \delta_{v,\text{lim}} = 2 \text{ mm}$.

Os resultados anteriores permitem concluir que o viaduto satisfaz o presente critério de segurança.

5.7 AVALIAÇÃO DAS REACÇÕES DE APOIO LONGITUDINAL

De acordo com a EN1991-2, os efeitos da interacção via – estrutura às acções variáveis devem ser consideradas no dimensionamento da subestrutura do viaduto, inclusive dos aparelhos de apoio do tabuleiro.

Nesse sentido, as reacções longitudinais nos aparelhos de apoio AP1 e AP2 para a variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($\Delta T_{\text{UIC60}} - \Delta T_{\text{TAB}} = \pm 15^\circ\text{C}$), para o modelo de cargas LM71 e para a frenagem e para o arranque (F/A), são apresentados no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 Reacções longitudinais de apoio para cada uma das acções analisadas

Acções	Reacção de apoio longitudinais [kN]	
	AP1	AP2
$\Delta T_{\text{UIC60}} - \Delta T_{\text{TAB}}$	$\pm 1158,17$	$\pm 1158,17$
LM71	-133,40	-133,40
F/A	$\pm 2624,64$	$\pm 2626,55$

No quadro, AP1 e AP2 designam respectivamente os aparelhos de apoio na projecção da via V1 e da via V2.

Assim, as reacções longitudinais máximas (R_L^{\max}) e mínimas (R_L^{\min}) no aparelho de apoio AP1 são obtidas por combinação das reacções de apoio para a variação de temperatura uniforme na via e no tabuleiro ($R_{\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}}$), para o modelo de cargas LM71 (R_{LM71}) e para a frenagem e o arranque ($R_{F/A}$) de acordo com a expressão (2.5), e são iguais a:

a) Reacção longitudinal total máxima:

$$R_L^{\max} = 0,8 \times R_{F/A} + 0,6 \times R_{\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}} + 0 \times R_{LM71} \quad (5.1)$$

$$R_L^{\max} = 0,8 \times 2624,64 + 0,6 \times 1158,17 + 0 \times (-133,40) = 2794,61 \text{ kN} ;$$

b) Reacção longitudinal total mínima:

$$R_L^{\min} = 0,8 \times R_{F/A} + 0,6 \times R_{\Delta T_{UIC60} - \Delta T_{TAB}} + 0,8 \times R_{LM71} \quad (5.2)$$

$$R_L^{\min} = 0,8 \times (-2624,64) + 0,6 \times (-1158,17) + 0,8 \times (-133,40) = -2901,33 \text{ kN} .$$

A reacção longitudinal máxima e mínima do aparelho de apoio AP2 são caracterizadas pelos valores seguintes:

a) Reacção longitudinal total máxima: $R_L^{\max} = 2796,14 \text{ kN} ;$

b) Reacção longitudinal total mínima: $R_L^{\min} = -2902,86 \text{ kN}$

As reacções longitudinais totais máximas e mínimas nos dois aparelhos de apoio são praticamente iguais.

5.8 CONCLUSÕES

Neste capítulo foi apresentado o estudo da interacção via – estrutura do viaduto sobre o rio Moros integrada na linha de alta velocidade espanhola, entre Segóvia - Valladolid.

O estudo foi realizado com base na modelação tridimensional do viaduto, em que se procedeu à discretização do tabuleiro e da via por intermédio de elementos de viga 3D, interligados por elementos que permitem a modelação da ligação via – estrutura com comportamento longitudinal não – linear.

Foram apresentadas análises de sensibilidade com o objectivo de avaliar a importância de determinados parâmetros na resposta conjunta da via e da estrutura, nomeadamente a rigidez longitudinal da subestrutura, o tipo de via, o deslocamento limite elástico da lei de comportamento não-linear da interface via – estrutura e a extensão de via sobre aterro a considerar na modelação.

No que se refere à análise de sensibilidade em relação à rigidez longitudinal equivalente do encontro E1 / solo de fundação, foram considerados quatro valores característicos, nomeadamente rigidez infinita (apoio rígido), $3\,000 \times 10^3$, 660×10^3 e 330×10^3 kN/m.

A análise de sensibilidade em relação à rigidez do conjunto encontro/solo na interacção via – estrutura permitiu verificar que os valores máximos e mínimos da variação da tensão nos carris da via devido à variação uniforme de temperatura mantêm-se inalterados sobre o tabuleiro e na zona do aterro.

A transição entre os dois patamares de variação de tensão normal nos carris ocorre no apoio fixo E1 e regista valores diferentes em função da rigidez da subestrutura do sistema, em que o máximo ocorre para o apoio rígido e o mínimo para a rigidez mínima, com uma diferença entre si de 27,0 %.

Verificou-se que a variação de tensão normal nos carris devido à carga vertical é máxima no apoio fixo e aumenta com a rigidez do apoio fixo.

Por outro lado, a variação de tensão normal nos carris devido à frenagem e arranque decresce com o aumento da rigidez longitudinal do apoio fixo. As reacções de apoio longitudinais para a frenagem e o arranque são as que maior contribuição têm no valor total.

No que se refere às reacções de apoio longitudinais, verificou-se que estas aumentam com o aumento da rigidez do conjunto encontro/solo de fundação.

Os deslocamentos longitudinais da extremidade móvel do tabuleiro para as acções longitudinais aumentam com a diminuição da rigidez longitudinal do apoio fixo.

O deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido às acções verticais é máximo na extremidade fixa do tabuleiro e não variou para os diferentes níveis de rigidez do apoio fixo.

Face ao exposto, concluiu-se que a variação da rigidez do conjunto encontro/solo de fundação é um parâmetro da maior importância na resposta combinada da via e da estrutura às acções variáveis, controlando os deslocamentos e as tensões nos carris da via.

No presente estudo foi analisada a sensibilidade da interacção via – estrutura em relação ao tipo de via, tendo sido analisados três cenários, nomeadamente via balastrada no tabuleiro

e nos aterros, via em laje de betão no tabuleiro e via balastrada nos aterros e por último via em laje de betão sobre o tabuleiro e sobre os aterros.

Verificou-se que para todas as acções consideradas, as variações de tensão normal nos carris da via sobre laje de betão são superiores às que resultam para as outras soluções de via. Os resultados obtidos para a via mista e para a via balastrada são da mesma ordem de grandeza.

A influência do suporte da via nas reacções longitudinais faz-se sentir de uma forma dispersa, tendo-se verificado que para cada uma das soluções de suporte analisadas corresponde a reacção longitudinal máxima de uma das acções consideradas.

Para a acção vertical, as reacções de apoio longitudinais são máximas em valor absoluto para a solução de via sobre betão, enquanto que para as acções de frenagem e arranque estas são máximas para a solução de via balastrada no tabuleiro e nos aterros.

As variações dos deslocamentos longitudinais para os cenários considerados são sempre inferiores a 10% e são máximos para a solução da via balastrada.

A análise de sensibilidade da interacção via – estrutura em relação à extensão de via sobre aterro a considerar no modelo numérico, permitiu concluir que o comprimento mínimo de via sobre aterro a considerar no modelo deverá ser 200,0 m para vias balastradas e de 100,0 m para vias em lajes de betão.

No presente capítulo foi realizada também a análise de sensibilidade em relação ao deslocamento limite elástico que caracteriza a lei de comportamento não-linear da ligação via – estrutura.

Verificou-se que para a acção da variação de temperatura uniforme, o referido deslocamento elástico limite não faz variar significativamente quer as variações de tensão normal nos carris quer as reacções de apoio longitudinais do tabuleiro.

Para as cargas verticais e longitudinais, as variações de tensão normal nos carris são máximas para o menor deslocamento elástico limite. Relativamente às reacções de apoio resultantes da actuação do modelo de cargas LM71, estas aumentam com a diminuição do deslocamento elástico limite. Já para acções longitudinais de tráfego, as reacções de apoio aumentam ligeiramente com a redução da rigidez longitudinal da ligação via - estrutura.

Os deslocamentos longitudinais do tabuleiro para as acções ferroviárias registam variações insignificantes entre os valores obtidos para os três deslocamentos elásticos limites da ligação via – estrutura.

Foi ainda analisada a sensibilidade do caso em estudo em relação à rigidez axial do tabuleiro, tendo-se concluído que a consideração do tabuleiro rígido resulta numa ligeira diminuição da variação de tensão normal de compressão máxima nos carris em relação aos valores resultantes da consideração do tabuleiro deformável.

No que se refere às reacções de apoio, a rigidez axial do tabuleiro mostrou-se irrelevante. No entanto, o tabuleiro deformável regista um deslocamento longitudinal superior em 33,0% ao do tabuleiro rígido.

De modo geral, pode concluir-se que, no que se refere às acções longitudinais, a consideração do tabuleiro rígido na avaliação dos efeitos da interacção via – estrutura não se revelou importante.

Foi realizada a análise da interacção via – estrutura do caso em estudo considerando três disposições de carga de modo a determinar os efeitos máximos de cada uma das grandezas a controlar na segurança da via aos respectivos efeitos.

Na sequência das análises realizadas, observou-se que no viaduto os efeitos de interacção via – estrutura associados à componente vertical do tráfego ferroviário são máximos para uma disposição de cargas em conformidade com a linha de influência da rotação máxima do apoio fixo do tabuleiro.

Os efeitos da interacção via – estrutura para componente longitudinal associada ao modelo de cargas LM71, são máximos e coincidentes para os restantes casos de carga, em que dispõe do modelo LM71 sobre toda a extensão do tabuleiro em ambas as vias e o segundo, dispõe das cargas do modelo LM71 sobre todo o tabuleiro na via V1 e apenas no tramo adjacente ao apoio fixo na via V2.

A verificação da segurança da via realizada, permitiu concluir que, como era expectável, a interrupção das vias por aparelhos de apoio posicionados sobre a extremidade móvel do tabuleiro induz uma forte redução das tensões normais nos carris da via e neste caso os valores limites admissíveis das tensões não são excedidos.

Verificou-se que o deslocamento longitudinal relativo entre a extremidade do tabuleiro e o encontro, calculado para as acções de arranque e frenagem, só é possível controlá-lo para os valores mais elevados da rigidez do conjunto encontro - fundação, ou seja, $k=3300 \times 10^3 \text{ kN/m}$ e $k=\infty$.

Verificou-se ainda que o viaduto satisfaz os critérios de segurança relativos aos deslocamentos do tabuleiro devido às acções verticais, nomeadamente o deslocamento longitudinal e o deslocamento vertical da face superior do tabuleiro.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

6.1 SÍNTESE DAS PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Um dos principais objectivos do presente trabalho consistiu na exploração dos aspectos regulamentares da EN1991-2 relativos à interacção via - estrutura, desde as acções a considerar, às disposições de carga, à combinação linear dos efeitos e os critérios de segurança da via, passando pelas metodologias de análise da interacção via - estrutura.

No presente trabalho foram aplicadas as metodologias numéricas e simplificadas a duas estruturas de tabuleiros formados por um único troço, um isostático e o outro contínuo, com o objectivo de verificar a segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura.

A aplicação das metodologias numéricas evidenciou a vantagem de quantificar a variação de tensão normal nos carris e de identificar a zona da via onde ocorrem os valores máximos e mínimos. Por outro lado, a aplicação das metodologias simplificadas evidenciou a simplicidade e a rapidez de aplicação.

Em termos de verificação da segurança da via, a aplicação de ambas as metodologias aos casos de referência seleccionados apresentam conclusões coincidentes, satisfazendo ambos os critérios de segurança em termos de variações de tensão normal nos carris e deslocamentos do tabuleiro.

Observou-se que os deslocamentos longitudinais devido à frenagem de ambos os casos de referência determinados pelas duas metodologias aplicadas são da mesma ordem de grandeza, resultando os maiores valores da aplicação das metodologias numéricas devido à excentricidade da acção relativamente ao apoio fixo, que a metodologia simplificada não permite tomar em consideração.

Relativamente ao deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido à carga vertical, a ordem de grandeza resultante da aplicação das metodologias numéricas é sempre inferior ao determinado no modelo em que apenas é simulado o tabuleiro.

De forma geral, para os casos de referência analisados, as reacções de apoio longitudinais totais determinadas com recurso às metodologias simplificadas foram em qualquer dos casos superiores às determinadas pelas metodologias numéricas.

No caso do tabuleiro formado por um troço isostático, as reacções de apoio longitudinais para cada uma das acções determinadas pelas metodologias simplificadas são superiores às resultantes da aplicação das metodologias numéricas. Contudo, tal não se verificou no caso do tabuleiro formado por um único troço contínuo de três tramos, no qual a reacção de apoio longitudinal para a carga vertical determinada pela metodologia numérica é superior.

No presente trabalho foi ainda apresentada a aplicação ao estudo da interacção via – estrutura do viaduto sobre o rio Moros integrado na linha de alta velocidade espanhola Segóvia - Valladolid.

O referido viaduto foi sujeito a um conjunto de análises de sensibilidade em relação a alguns parâmetros com o objectivo de avaliar a importância destes na interacção via – estrutura, designadamente a rigidez longitudinal da subestrutura, o tipo de via, o deslocamento limite elástico da lei de comportamento não-linear da interface via – estrutura e a extensão de via sobre aterro considerado na modelação.

A análise de sensibilidade em relação à rigidez do conjunto encontro/solo na interacção via – estrutura permitiu verificar que este parâmetro assume um papel fundamental no controlo das variações de tensão normal nos carris e nos deslocamentos do tabuleiro.

Os valores máximos e mínimos da variação da tensão nos carris da via devido à variação uniforme de temperatura mantêm-se inalterados sobre o tabuleiro e na zona do aterro para os quatro níveis de rigidez do conjunto encontro / solo considerados na análise.

Para a actuação da carga vertical sobre o tabuleiro, verificou-se que a variação de tensão normal nos carris é máxima no apoio fixo e aumenta com o aumento da rigidez do apoio fixo. Por outro lado, para a acção da frenagem e do arranque a variação de tensão normal nos carris decresce com o aumento da rigidez longitudinal do apoio fixo.

De modo geral, observou-se que as reacções de apoio longitudinais aumentam com o aumento da rigidez do conjunto encontro/solo de fundação.

No caso estudado, dado a via ser interrompida por um aparelho de apoio sobre a junta móvel da estrutura, a frenagem e o arranque são as acções com maior contribuição para o valor total nas reacções de apoio longitudinais totais.

Verificou-se que os deslocamentos longitudinais da extremidade móvel do tabuleiro para as acções longitudinais aumentam com a diminuição da rigidez longitudinal do apoio fixo e que o deslocamento longitudinal da face superior do tabuleiro devido às acções verticais é máximo na extremidade fixa do tabuleiro, que se manteve inalterado para os diferentes níveis de rigidez do apoio fixo.

Foi desenvolvida uma análise de sensibilidade da interacção via – estrutura em relação ao tipo de via, considerando três cenários, via balastrada no tabuleiro e no aterro, via em laje de betão no tabuleiro e via balastrada nos aterros e por último via em laje de betão sobre o tabuleiro e sobre os aterros.

Os resultados obtidos permitiram concluir que as variações de tensão normal nos carris para o caso da via sobre laje de betão no tabuleiro e no aterro são superiores às que resultam para as restantes soluções de via. As soluções de via mista e de via balastrada proporcionaram variações de tensão normal nos carris da mesma ordem de grandeza.

Relativamente às reacções de apoio longitudinais, constatou-se que para a acção vertical estas são máximas em valor absoluto para a solução de via em laje de betão, e que para as acções da frenagem e do arranque os valores máximos são obtidos na solução de via balastrada no tabuleiro e nos aterros.

A solução de via balastrada é a que proporciona maiores deslocamentos do tabuleiro, contudo a diferença relativamente aos deslocamentos obtidos para as restantes soluções de via foram inferiores a 10%.

As análises realizadas permitiram ainda concluir que devido ao facto da via ser interrompida por um aparelho de dilatação, a extensão mínima da via sobre o aterro adjacente ao tabuleiro a considerar no modelo numérico para a avaliação da interacção via – estrutura, é de 200,0 m no caso de vias balastradas e de 100,0 m no caso de vias em laje de betão.

De modo a avaliar a influência do deslocamento limite elástico, que caracteriza a lei de comportamento não-linear da ligação via – estrutura, na resposta conjunta da via e da estrutura às acções variáveis, foram consideradas três leis a que correspondem deslocamentos limite elásticos de 1, 2 e 3 mm.

Concluiu-se que para a acção da variação de temperatura uniforme, as variações de tensão normal nos carris e as reacções de apoio longitudinais do tabuleiro não variam com a variação do deslocamento limite elástico considerado.

Contudo, verificou-se que as variações de tensão normal nos carris para as cargas verticais e longitudinais são máximas para o menor deslocamento elástico limite. No que se refere às reacções de apoio resultantes da actuação do modelo de cargas LM71, estas aumentam com a diminuição do deslocamento elástico limite. Por outro lado, regista-se um aumento ligeiro das reacções de apoio devido à frenagem e ao arranque com a redução da rigidez longitudinal da ligação via – estrutura.

No que se refere aos deslocamentos longitudinais do tabuleiro as variações registadas para os três deslocamentos elásticos limites da ligação via – estrutura são insignificantes.

Por último, concluiu-se que a consideração dum tabuleiro axialmente rígido, comparativamente com um tabuleiro com rigidez elástica axial, não tem influência na interacção via – estrutura do caso analisado.

De modo a determinar os efeitos máximos da interacção via – estrutura no caso estudado, este foi submetido a três disposições de cargas de tráfego distintas, tendo-se observado que para a componente vertical do tráfego ferroviário induz os efeitos máximos quando disposta segundo a linha de influência da rotação máxima do apoio fixo do tabuleiro.

Verificou-se que os efeitos máximos resultantes da componente longitudinal associada ao modelo de cargas LM71, resultam da disposição do modelo LM71 sobre todo o tabuleiro na via V1 e apenas no tramo adjacente ao apoio fixo na via V2. Os efeitos totais máximos em termos de variações de tensão normal nos carris e de reacções de apoio resultaram desta disposição de cargas.

O presente trabalho termina com a verificação da segurança da via aos efeitos da interacção via – estrutura que permitiu concluir que a interrupção da via por um aparelho de dilatação posicionado sobre a extremidade móvel do tabuleiro resulta na redução das variações de tensão normal nos carris e que os respectivos valores limite admissíveis não são excedidos.

O caso estudado satisfaz os critérios de segurança relativos aos deslocamentos do tabuleiro devido às acções verticais, nomeadamente o deslocamento longitudinal e o deslocamento vertical da face superior do tabuleiro. Verificou-se contudo que, para o caso analisado o critério de segurança associado controle do deslocamento longitudinal relativo para a acção da frenagem e do arranque, indicado na EN1991-2, apenas é satisfeito para níveis de rigidez do conjunto encontro – fundação mais elevados, nomeadamente $k=\infty$ e $k=3300 \times 10^3 \text{ kN/m}$.

6.2 PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A temática da interacção via – estrutura objecto da presente dissertação não se encerra na abordagem realizada, existindo um conjunto de particularidades que merecem uma maior atenção e que poderão ser objecto de trabalhos futuros.

No que se refere à análise da interacção via – estrutura com recurso às metodologias numéricas mais complexas, considera-se importante a sua implementação num programa de cálculo automático de forma a poder comparar os resultados obtidos com os resultantes da aplicação das metodologias numéricas mais simples.

A integração de elementos não-lineares na ligação via – estrutura que permitam a simulação de ciclos de carga - descarga nas metodologias numéricas mais complexas, por forma a analisar a importância deste comportamento na avaliação da interacção via – estrutura, deverá merecer igualmente a atenção da comunidade científica.

O estudo experimental da interacção via – estrutura aplicado a casos reais é também uma das vertentes a realizar de modo a confrontar os valores medidos das variações de tensão normal nos carris, das reacções de apoio e dos deslocamentos do tabuleiro com os valores determinados através de modelações numéricas.

A análise da interacção via – estrutura num cenário de ocorrência de um sismo é nos dias de hoje objecto de trabalhos de investigação, sobretudo em países que se caracterizam por uma forte actividade sísmica. Neste campo, dada a complexidade envolvida, há aspectos a estudar relativamente aos limites a adoptar em termos de tensão normal nos carris e deslocamentos em condições sísmicas que poderão ser objecto de trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BWG® (2004) - “The New Generation of Rail Expansion Joints – System BWG” Product information, September.

Calçada, R. (1995) – “Efeitos Dinâmicos em Pontes Resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade”, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Dutoit, D. (2003) - “New evolutions for high speed rail line bridge design criteria and corresponding design procedures”, Proceedings of Conference of Structures for High-speed Railway Transportation, IABSE, Antwerp.

Dutoit, D., Wouts, I. e Martin, D. (2004) - “Seismic design of structures in the french mediterranean and asian high speed railway lines”, Proceedings of The Workshop Bridges for High-speed Railways, FEUP, Porto.

EN1991-2 (2003) – “Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges”, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

ERRI D202/RP12 (1999) – “Improved knowledge of forces in CWR track”, European Rail Research Institute (ERRI), Final Report, Utrecht.

Esveld, C. (1996) – “Design of High-Speed Track On Long Bridges”, CROW.

Esveld, C. (2001) – “Modern Railway Track”, MRT Productions, Zaltbommel.

Eickmann, C., Klaus, M. (2002) – “Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung”, EI – Eisenbahningenieur (52), Volume 2, Tetzlaff Verlag, Hamburg.

Fortin, J. P. (1998) – “Interaction Voie en Longs Rails Soudés (LRS) – Ouvrages d’Art Dilatables”, Revue Générale des Chemins de Fer, Volume 105, Nombre 5, Mai, pp. 5-15+64(11); Elsevier Science, Paris.

Fortin, J. P. (1999) – “Théorie Simplifiée des Longs Rails Soudés (LRS) – Voies non chargées”, Revue Générale des Chemins de Fer, Volume 1999, Nombre 12, Décembre, pp. 15-25+72(11), Elsevier Science, Paris.

Fryba, L. (1996) – “Dynamics of Railway Bridges”, Thomas Telford Services Ltd., Prague.

García, R. (2005) - “Criterios de disposición de Aparatos de Dilatación de Via en Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad”, Tesina apresentada à Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior dEnginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Barcelona

Gentz, E. (2003) – “Zur Problematik an Überbauenden von Eisenbahnbrücken”, EI – Eisenbahningenieur (54), Volume 3, Tetzlaff Verlag, Hamburg.

González, P. et al. (2002) – “Alta Velocidad: Fenómeno de Interacción Via – Tablero en Puentes”, Revista de Obras Públicas, Nº 3.418-

IAPF (2003) – “Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril”, Ministério de Fomento Espanhol.

Parra, F. (2005) - “Proyecto de una puente de alta velocidad”, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

Ruge, P., Trinks, C., Muncke, M., Schmäzlin, G. (2004) – “Längskraftbeanspruchung von durchgehend geschweißten Schienen auf Brücken für Lastkombinationen“, Bautechnik, Vol. 81, Paginas 537-548, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, KG, Berlin.

Ruge, P., Schmalzlin, G., Trinks, C. (2005) – “Schienenlängskräfte auf Brücken infolge Tragwerksbiegung“, Bautechnik, Vol. 82, Paginas 69-80, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, KG, Berlin.

Ruge, P., Birk, C., Muncke, M., Schmäzlin, G. (2006) – “Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen“, Bautechnik, 83, 818-825, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co, KG, Berlin.

Réseau Ferré de France, (1998) – “Règles de Conception et de Calcul des Ouvrages d’art en Béton, en Métal ou Mixtes”, TGV EST européen – Ligne nouvelle de Vaires à Vendeheim, Referentiel Technique, Livre 1, Tome IV – Ouvrages d’art, Fascicule 2.01.

Sanguino, M., Requejo, P., (2004) – “Consideración de las Deformaciones por Retracción y Fluência en el Estudio Del Fenómeno de Interacción Vía – Tablero en el Proyecto de Puentes Ferroviárias”, Revista de Obras Públicas, Nº 3.446.

Soukhov, D., (2000) - “Thermal actions in Eurocode 1- Actions on Structures”, LACER 05 – Leipzig Annual Civil Engineering Report Nº 5, http://www.uni-leipzig.de/~massivb/institut/lacer/lacer05/l05_36.pdf (consultado em 10 de Fevereiro de 2006)

SAP2000 V10®, (2005) - “CSI Analysis Reference Manual For SAP2000” Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.

TNE-T (2006) - http://ec.europa.eu/transport/infrastructure/index_en.htm (consultado em Novembro de 2006) Trans-European Transport Network Executive Agency.

UIC 774-3R (2001) – “Track/bridge interactions. Recommendations for calculations”, 2nd edition, International Union of Railways, Paris.

Wouts, I., (2006) – “The rail structure interaction website”, SYSTRA, <http://www.iwouts.com/rsi/index.html> (consultado em 3 de Outubro de 2006)